

# ARMIERTER BETON.

1911. AUGUST.

## INHALT:

Bäckerei nebst Verbindungsbrücke für den Konsumverein Bielefeld. Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler (Bremen). S. 277.

Zur Frage der Haftung zwischen Eisen und Beton. Zuschriften von Dr.-Ing. E. Preuß (Darmstadt) und Professor R. Baumann (Stuttgart), sowie Bemerkungen von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 285.

Neue Formeln zur Berechnung des vierstielligen Rahmens mit Fußgelenken. Von Oberingenieur Emil Morgens- stern (Berlin). S. 288.

Die unterirdischen Marktkasematten in Hamburg. Von Dr.-Ing. Paul Müller (Braunschweig). S. 292.

Literaturschau. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. F. Kögler (Dresden). S. 301.

Selbstanzeigen: Akustisch einwandfreie Decken und Wände. S. 307.

Verschiedene Mitteilungen. S. 308. — Neue Bücher. S. 308.

## BÄCKEREI NEBST VERBINDUNGSBRÜCKE FÜR DEN KONSUMVEREIN BIELEFELD.

Von Dr.-Ing. A. Fruchthändler,

Oberingenieur der Firma Paul Kossel & Cie., Beton- und Eisenbetonbau-Unternehmung (Bremen).

Die im Jahre 1908 erbaute Bäckerei für den Konsumverein Bielefeld erwies sich schon nach zwei Jahren als viel zu klein und dem stets steigenden Betrieb nicht mehr gewachsen, so daß sich der Bauherr zu einer umfangreichen Vergrößerung entschließen mußte.

Die neue Bäckerei sollte konstruktiv genau so ausgebildet werden wie die bestehende, also wie letztere ein vollkommener Eisenbetonfachwerksbau sein, der beste Beweis dafür, daß die Konstruktion nicht teuer und doch zweckmäßig war. Die neue Bäckerei sollte 14 Stück Backöfen erhalten, die jedoch wegen Raumersparnis in zwei Stockwerken übereinander angeordnet werden mußten; dies ergab einige bemerkenswerte Konstruktionseinzelheiten gegenüber dem älteren Bau. Auch sollten in Höhe des I. Stockes die beiden Gebäude durch eine Brücke miteinander verbunden werden; letztere hatte sowohl dem Menschenverkehr als auch dem Mehitransport zu dienen.

Im Mai vorigen Jahres sind die Arbeiten für diesen Neubau auf Grund einer engeren Ausschreibung der Firma Paul Kossel & Cie., Bremen, welche auch die Erbauerin der alten Bäckerei war, übertragen worden; seitens der Bauherren wurde dabei die Hauptbedingung aufgestellt, die Arbeiten so zu fördern, daß der Bau noch bis Mitte November schlüsselfertig abgeliefert werden könnte. Die Firma hat die Termine gehalten, so daß die Bäckerei noch im Laufe des Novembers in Betrieb genommen werden konnte; dieser rasche Aufbau war nur deshalb möglich, weil die

gesamten Arbeiten in Händen einer Unternehmung verblieben und nur so eine günstige Arbeitsteilung möglich war.

Im folgenden möge die Konstruktion und statische Berechnung der Bäckerei kurz, die der Brücke etwas eingehender besprochen werden.

### A. Das Gebäude.

Die allgemeine Anordnung ist aus Fig. 1 u. 2 zu ersehen. Die Fundierung ist, da guter Boden vorlag, für eine Bodenpressung von  $3,0 \text{ kg/cm}^2$  konstruiert worden; die Fundamente der Innensäulen sind als Einzelfundamente, die der Außenseiler als durchgehendes Bankett ausgebildet worden. Die Backöfen ruhen auf einem geschlossenen Kasten, dessen Seiten 50 cm stark in Stampfbeton ausgebildet sind.

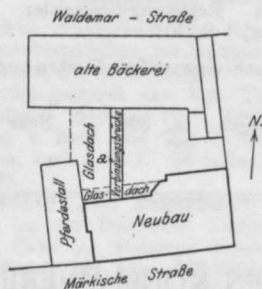
Die Decken sind für eine Nutzlast von  $750 \text{ kg/cm}^2 + 50\%$  Zuschlag für Erschütterungen berechnet worden. Die Deckenplatten sind als „Stahlbeton-Viktoria-Decken“ D. R. P. ausgebildet und mit kontinuierlich über den ganzen Bau durchlaufenden Stahldrähten armiert. Die Unterzüge sind zum größten Teil als kontinuierliche Träger in üblicher Weise nach den Winklerschen Tabellen berechnet. Die Säulen erhielten zum Teil die Querschnittsform eines Achteckes.

Die Backöfen sind mit einem Gewicht von je 35 000 kg in Rechnung gesetzt worden. Der tiefer liegende Teil (Fig. 3) der Platte unter der Rückwand des Ofens ist 30 cm stark und mit 6 R. E. 16 mm  $\varnothing$  und 7 R. E. 10 mm  $\varnothing$  armiert; die übrige

Decke unter den Backöfen ist 15 cm stark und mit 23 Stahldrähten 4,6 mm  $\varnothing$  armiert. Die Tragbalken der Backöfen stehen mit der übrigen Eisenbetonkonstruktion des Gebäudes in kon-

lung und eine Chamottenschicht isoliert. Eine Ansicht des Gebäudeinnern vor den Öfen zeigt Fig. 4.

Die Kohlenbunker (s. Fig. 3) unter dem Heiz-



Lageplan.

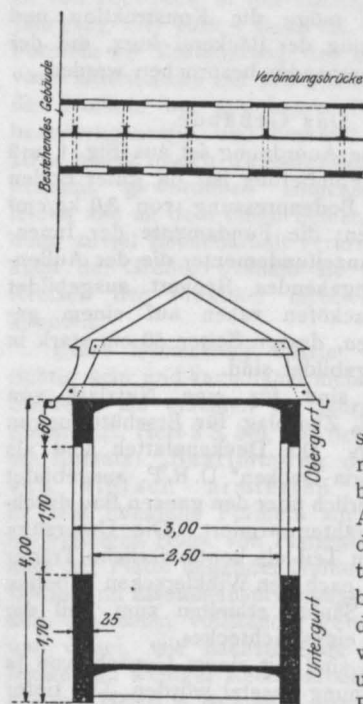


Fig. 2.

Querschnitt der Verbindungsbrücke.

struktivem Zusammenhang; schon bei der älteren Anlage hat sich diese Konstruktion auf das beste bewährt. Gegen die oberen Räume wie auch nach unten sind die Backöfen durch eine 15 cm starke Schlackenauffül-

lung und eine Chamottenschicht isoliert. Eine Ansicht des Gebäudeinnern vor den Öfen zeigt Fig. 4. Die Kohlenbunker (s. Fig. 3) unter dem Heiz-

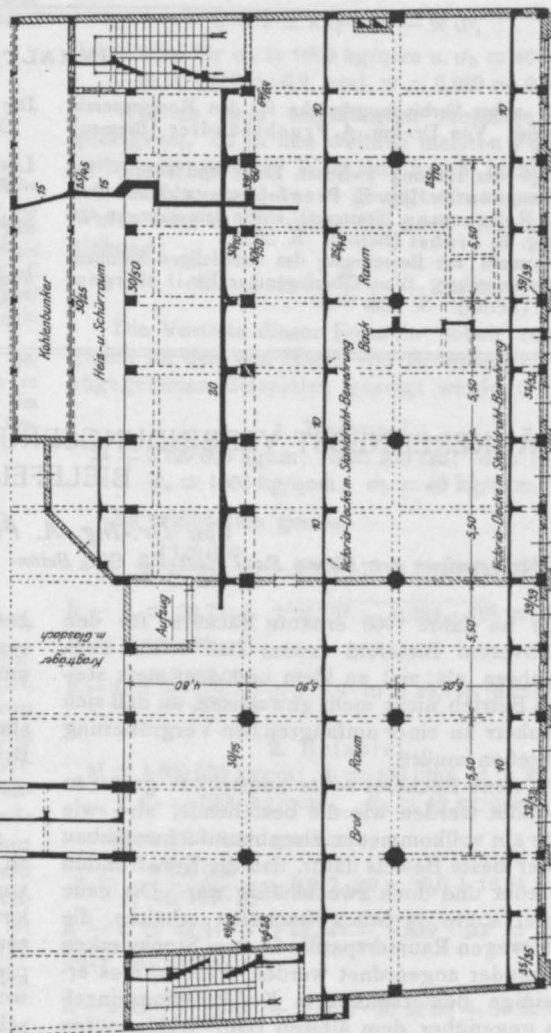
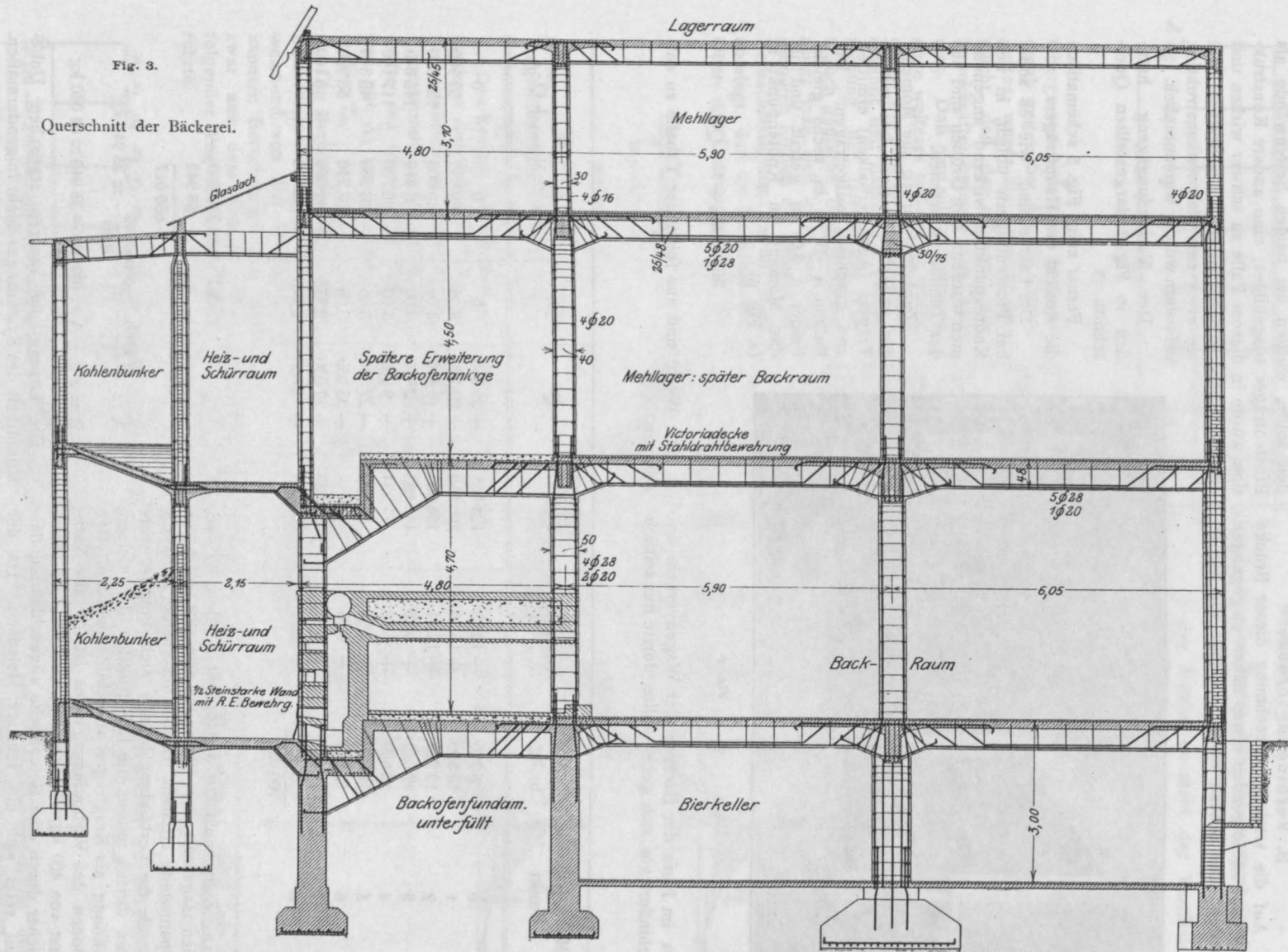


Fig. 1. Grundriß des Erdgeschosses.

Fig. 3.

Querschnitt der Bäckerei.



## B. Verbindungsbrücke.

Auf die statische Berechnung dieser Brücke soll nun im folgenden etwas näher eingegangen werden. Die Brücke hat eine Länge von 23,5 m.

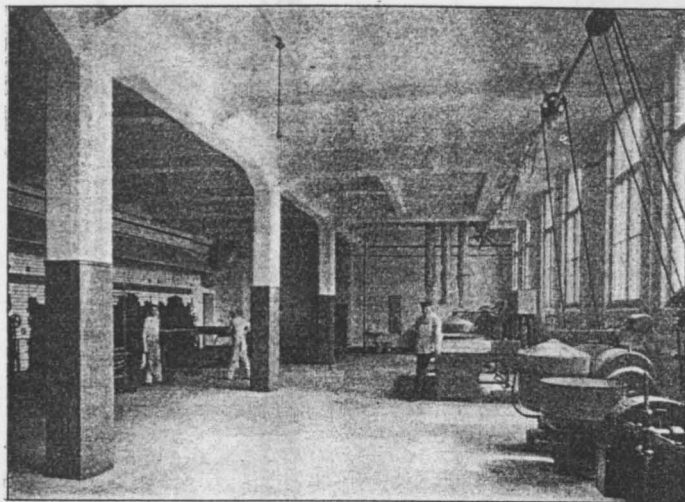


Fig. 4.

Da im Hofe der Bäckerei der Wagenverkehr ungehindert vor sich gehen sollte, durfte nur seitlich

den sollte, wurden die beiden Seitenwände als Pfostenträger ausgebildet; eine andere Konstruktion würde in diesem Falle zu schwer wirken und eine kräftigere Dimensionierung der Stützen, wie sie etwa eine Rahmenkonstruktion erfordern würde, war untunlich.

Der Verbindungsgang hatte den in Fig. 2 dargestellten Querschnitt.

Ferner zeigt Fig. 5 schematisch die Ansicht des Hauptträgers.

Die Lasten sind, wie es sonst bei Pfostenträgern üblich, in den Knotenpunkten wirkend angenommen worden. Ihre Größen sind aus der Tabelle zu ersehen.

Zunächst wurden die Momente des äußerlich statisch bestimmten Trägers (Auslegerbalken) ermittelt und graphisch aufgetragen. Der Balken A—B ist in sechs gleiche Felder à 3,06 m geteilt und ist das Moment im Knotenpunkt m (s. Fig. 6)

$$M_m = M_{m-1} + Q \cdot \lambda$$

Die Werte sind aus folgender Tabelle zu entnehmen:

$M_{m-1} + Q \cdot \lambda$ Punkt	p in kg	b Abstand von B	P · b	Q	$\lambda$	$M_0$ $M_m = M_{m-1} + Q \cdot \lambda$	
0	6 750	+ 18,38	124 065	+ 35 940	0	0	0
1	13 500	+ 15,30	206 550	+ 29 190	3,06	89 900	89 900
2	12 770	+ 12,24	156 305	+ 15 690	3,06	48 000	137 900
3	12 620	+ 9,18	115 852	+ 2 920	3,06	+ 8 940	146 840
4	12 620	+ 6,12	77 234	— 9 700	3,06	— 29 700	117 140
5	12 730	+ 3,06	38 954	— 22 320	3,06	— 68 300	48 840
6	12 000	+ 0,00	0	— 35 050	3,06	— 107 740	— 58 900
7	11 170	— 2,575	— 28 763	+ 17 030	2,575	+ 42 800	— 15 100
8	5 860	— 5,15	— 30 180	+ 5 860	2,575	+ 15 100	+ 0
	100 020						

eine Zwischenstütze angeordnet werden, so daß sich insgesamt zwei Öffnungen von 18,2 und 5,3 m Spannweite ergaben. Da das bestehende Gebäude durch die Verbindungsbrücke nicht belastet werden durfte, mußte die Konstruktion der kleinen Öffnung als Kragträger ausgebildet werden. Der Boden des Verbindungsganges ist für eine Nutzlast von 400 kg/m<sup>2</sup> berechnet, der Gang ist feuersicher durch eine Betondecke abgeschlossen, darauf setzt sich ein leichtes Holzdach. Da der Gang seitlich durch Fenster reichlich erhellt wer-

$$\begin{aligned} \Sigma P \cdot b &= 718 960 \\ &58 943 \\ \hline &660 017 \end{aligned}$$

$$A = \frac{\Sigma P \cdot b}{1} = \frac{660 017}{18,38} = 35 940 \text{ kg}$$

$$B = \Sigma P - A = 100 020 - 35 940 = 64 080 \text{ kg}$$

Die Lösung der inneren statischen Unbestimmtheit des Systems geschieht folgendermaßen. Da sich aus konstruktiven Gründen die Höhe des

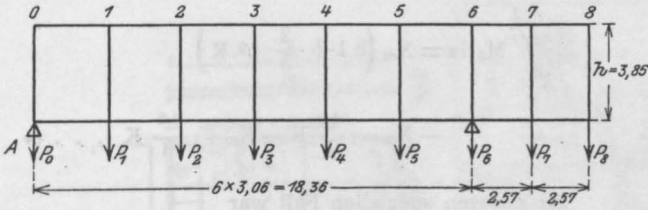


Fig. 5.

Obergurtes bedeutend geringer ergab gegenüber der des Untergurtes, wurde die Annahme gemacht, daß der Obergurt nur Druckkräfte aufzunehmen vermag. Daß eine solche Annahme ohne weiteres zulässig ist, wurde schon von Professor Vierendeel erkannt und daraus zur Vereinfachung der Berechnung Gebrauch gemacht. Übrigens überzeugt man sich leicht von dem geringen Einfluß der gemachten Vernachlässigung, wenn man überlegt, daß die Momente des Ober- und Untergurtes sich un-

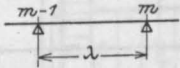


Fig. 6.

gefähr so verhalten, wie die Trägheitsmomente dieser Gurte (in unserem Falle etwa 1 : 23).

Das System ist mit der gemachten Annahme achtfach statisch unbestimmt. Als statisch Unbestimmt werden die Achsialkräfte des Obergurtes gewählt und mit  $X_1$  bis  $X_8$  bezeichnet (s. Fig. 7).

Die Berechnung der statisch Unbestimmten erfolgte etwas abweichend von den bis nun bekannten Berechnungsarten und zwar aus dem Grunde, weil folgender Weg rascher zum Ziele führte.

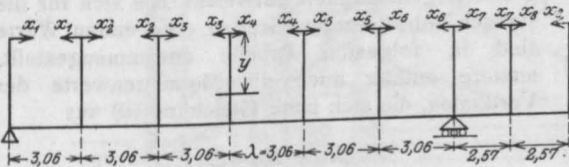


Fig. 7.

Es möge

- $A_i$  die innere Formänderungsarbeit des Systems bedeuten,
- $J_v$  das Trägheitsmoment der Vertikalen des Systems,
- $J_u$  das Trägheitsmoment des Untergurtes des Systems,

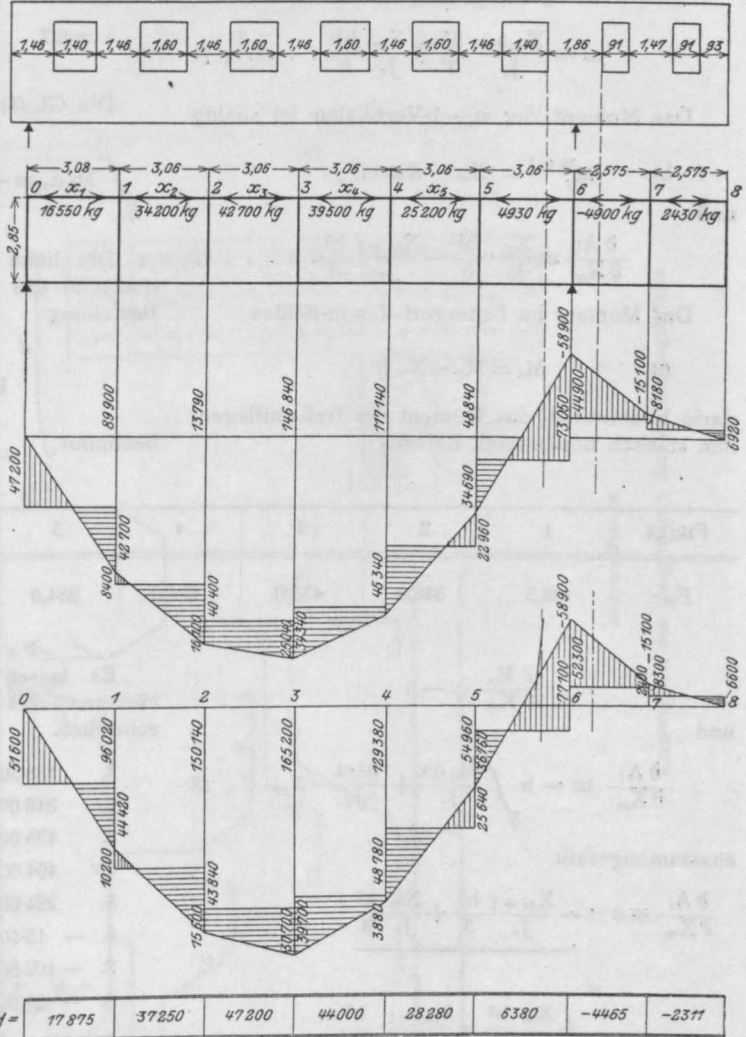


Fig. 8.

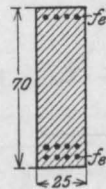


Fig. 9.

so ist nach dem Satze vom Minimum der Formänderungsarbeit

$$\frac{\partial A_i}{\partial X} = 0.$$

Die Formänderungsarbeit der Normalkräfte wird vernachlässigt.



Das Moment der m-Vertikalen

$$a) \quad M_y^m = (X_m - 1 - X_m) y$$

$$\frac{dM_y^m}{dX_m} = -y$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial A_i}{\partial X_m} &= - \int_0^h \frac{(X_m + 1 - X_m)}{J_v} y^2 \cdot dy \\ &= - \frac{X_m + 1}{J_v} \frac{h^3}{3} + \frac{X_m}{J_v} \frac{h^3}{3} \dots \dots (1) \end{aligned}$$

Das Moment der m-1-Vertikalen ist analog

$$b) \quad M_y^{m-1} = (X_m - X_m - 1) y$$

und

$$\frac{\partial A_i}{\partial X_m} = \frac{X_m}{J_v} \cdot \frac{h^3}{3} - \frac{X_m - 1}{J_v} \frac{h^3}{3} \dots \dots (2)$$

Das Moment im Untergurt des m-Feldes

$$c) \quad M_x = M_0 - X_m h$$

darin bedeutet  $M_0$  das Moment des frei aufliegenden statisch bestimmten Balkens

$$\begin{aligned} \int_0^{\lambda} M_0 dx &= X_m \left( h \lambda + \frac{2}{3} h^2 K \right) \\ &\quad - X_{m-1} \frac{h^2}{3} K - X_{m+1} \frac{h^2}{3} K \dots (4) \end{aligned}$$

für unseren speziellen Fall war

$$k = 2 \quad h = 2,85 \text{ m} \quad \lambda = 3,06 \text{ m}$$

$$h = 8,7 \quad \frac{k h^2}{3} = 5,4 \quad \frac{2 K h^2}{3} = 10,8.$$

Die Gl. (4) lautet dann:

$$\int_0^{\lambda} M_0 dx = -5,4 X_{m-1} + 19,5 X_m - 5,4 X_{m+1}. (5)$$

Die linke Seite der Gl. (5) stellt die Momentenfläche des Feldes m dar und wird durch die Beziehung

$$F_m = \frac{M_0^{m-1} + M_0^m}{2} \cdot \lambda$$

bestimmt

Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8
$F_m$	138,5	348,0	435,0	404,0	254,0	-15,4	-102,5	-21,0

$$\frac{\partial M_x}{\partial X_m} = -h$$

und

$$\frac{\partial A_i}{\partial X_m} = -h \int_0^{\lambda} \frac{M_0 dx}{J_v} + \frac{h^2 \cdot \lambda}{J_v} \cdot X_m \dots (3)$$

zusammengefaßt

$$\begin{aligned} \frac{\partial A_i}{\partial X_m} = 0 &= - \underbrace{\frac{X_m + 1}{J_v} \frac{h^3}{3} + \frac{X_m}{J_v} \frac{h^3}{3}}_1 \\ &\quad + \underbrace{\frac{X_m}{J_v} \frac{h^3}{3} - \frac{X_m - 1}{J_v} \frac{h^3}{3}}_2 \\ &\quad - \underbrace{h \int_0^{\lambda} \frac{M_0 dx}{J_v} + \frac{h^2 \cdot \lambda}{J_v} \cdot X_m}_3 \end{aligned}$$

oder mit  $\frac{J_u}{J_v} = K$  und durch h dividiert ergibt sich

Es lassen sich nunmehr folgende 8 Gleichungen des statisch unbestimmten Großen schreiben.

1.  $138\,500 = 0 + 19,5 X_1 - 5,4 X_2$
2.  $348\,000 = -5,4 X_1 + 19,5 X_2 - 5,4 X_3$
3.  $435\,000 = -5,4 X_2 + 19,5 X_3 - 5,4 X_4$
4.  $404\,000 = -5,4 X_3 + 19,5 X_4 - 5,4 X_5$
5.  $254\,000 = -5,4 X_4 + 19,5 X_5 - 5,4 X_6$
6.  $-15\,400 = -5,4 X_5 + 19,5 X_6 - 5,4 X_7$
7.  $-102\,500 = -5,4 X_6 + 19,5 X_7 - 5,4 X_8$
8.  $-21\,000 = -5,4 X_7 + 19,5 X_8 - 0$

Diese 8 Gleichungen lassen sich ziemlich leicht auflösen, da ihr Bau einfach ist und eine große Regelmäßigkeit aufweist. Die sich für die statisch unbestimmten Größen ergebenden Werte sind in folgender Tabelle zusammengestellt; letztere enthält auch die Momentenwerte der Vertikalen, die sich nach Gleichung (a) aus

$$(X_m - X_{m-1}) \cdot y$$

ergeben.

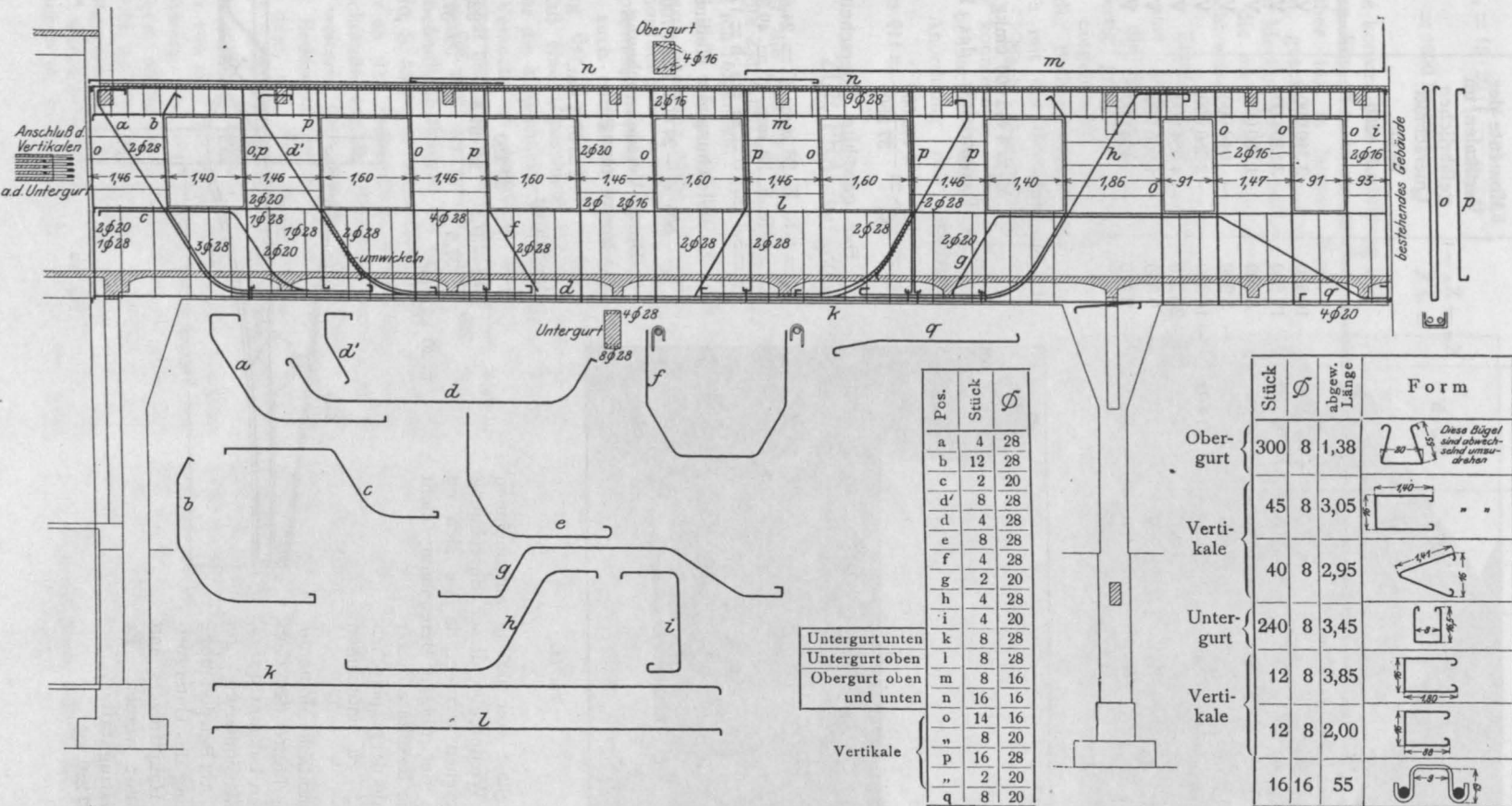


Fig. 10.

Konstruktion des Hauptträgers der Verbindungsbrücke.

Die Ausdrücke  $X_m \cdot h$  der Tabelle sind nach Gleichung (c) von den Momenten  $M_0$  des statisch bestimmten Systems in Abzug zu bringen, um die Momentenwerte der Untergurtstäbe zu ermitteln. Diese Momente sind graphisch aufgetragen (Fig. 8).

Der zweite Hauptträger der Brücke mußte noch besonders gerechnet werden, da er vom Glasdach (s.

	kg	$X_m \cdot h$	$X_m - X_{m-1} = \Delta X$	Momente der Vertikalen im gefährlichen Querschnitt kgcm $\Delta X \cdot 200$	
$X_1$	16 550	+ 47 200	16 550	3 310 000	$V_0$
$X_2$	34 200	+ 97 500	17 550	3 530 000	$V_1$
$X_3$	42 700	+ 121 800	8 500	1 700 000	$V_2$
$X_4$	39 500	+ 112 500	- 3 200	- 640 000	$V_3$
$X_5$	25 200	+ 71 800	- 14 300	- 2 860 000	$V_4$
$X_6$	4 930	+ 14 150	- 20 270	- 4 054 000	$V_5$
$X_7$	- 4 900	- 14 000	- 9 830	- 1 966 000	$V_6$
$X_8$	- 2 430	- 6 920	- 2 470	- 494 000	$V_7$

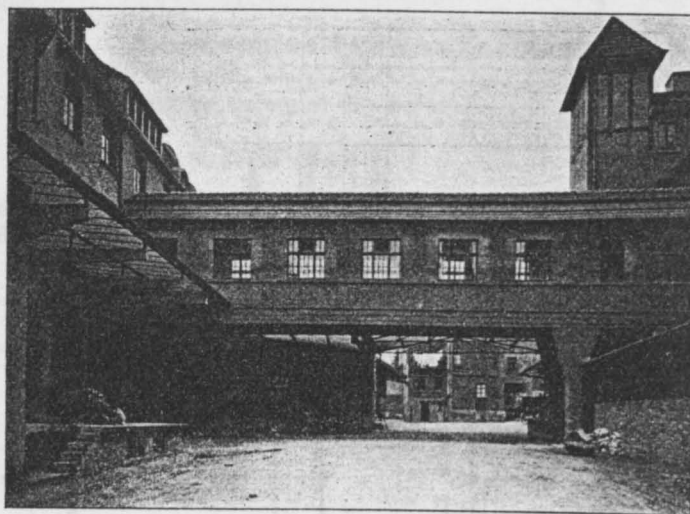


Fig. 11.

Fig. 1) eine Einzellast von 4000 kg aufzunehmen hat. Von einer Wiedergabe dieser Berechnung soll jedoch abgesehen werden, da sie sich im wesentlichen von der obigen Berechnung nicht unterscheidet. Die Resultate dieser Berechnung sind aus der graphischen Zusammenstellung zu entnehmen (Fig. 8).

Da nunmehr sämtliche Momente, Achsial- und Querkkräfte der Gurtungen und Pfosten bekannt waren, konnte zur Dimensionierung geschritten werden. Als Beispiel möge die Dimensionierung des Untergurtstabes  $U_2$  des Hauptträgers mit Einzellast angeführt werden. Es beträgt die Achsialzugkraft

$$X_2 = 37\,250 \text{ kg}$$

das Moment

$$M_2 = 4\,442\,000 \text{ cmkg.}$$

Die Exzentrizität des Kraftangriffes

$$e_2 = \frac{M_2}{X_2} = \frac{4\,442\,000}{37\,250} = 119 \text{ cm.}$$

Der gewählte Querschnitt ist (s. Fig. 9)

$$\begin{aligned} f'_e &= 4 \text{ R. E. } 28 \text{ mm } \varnothing = 24,6 \text{ cm}^2, \\ f_e &= 8 \text{ R. E. } 28 \text{ mm } \varnothing = 49,3 \text{ cm}^2, \\ a &= 5,0 \text{ cm; } b = 25 \text{ cm; } h = 170 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Die Gleichung der Nulllinie

$$x^3 - 606 x^2 - 24\,000 x = 1\,700\,000.$$

Durch Versuchsrechnung findet man genau genug

$$x = 37,5 \text{ cm,}$$

danach ist

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{37\,250}{739 \cdot \frac{165 - 37,5}{37,5} - \frac{25 \cdot 37,5}{2} - 369 \frac{32,5}{37,5}} \\ &= 20 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

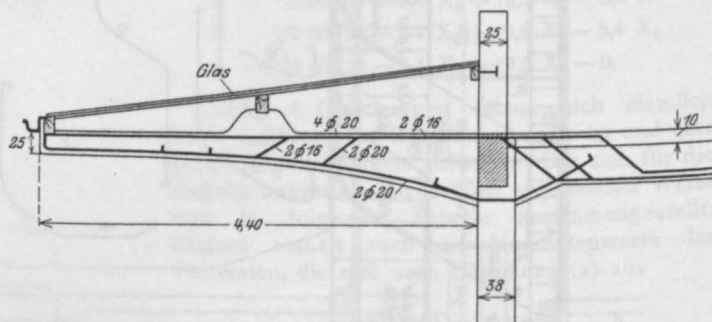


Fig. 12.



$$\sigma_e = 15 \cdot 20 \cdot \left( \frac{165 - 37,5}{37,5} \right) \\ = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die konstruktive Ausbildung ist aus den Fig. 10 u. 11 zu ersehen. Die über 14,0 m langen Eisen mußten geschweißt werden; es wurden hierfür solche Stellen gewählt, die nicht aufs äußerste beansprucht waren.

Die Eisenmontage erforderte hier eine große Sorgfalt. Es wurden die Außenseiten der Balken fertig geschalt, sodann die Eisen eingebracht, die Innenseite der Balken wurde dann allmählich mit der Betonierung geschalt. Nach Ausrüstung der Brücke konnte eine Durchbiegung nicht beobachtet werden. Die bemerkenswerte Anordnung des Glasdaches vor dem

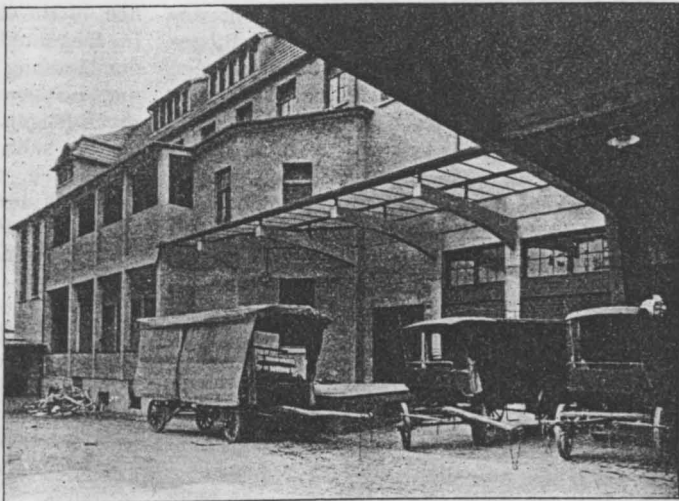


Fig. 13.

Neubau ist aus den Fig. 12 und 13 ersichtlich.

## ZUR FRAGE DER HAFTUNG ZWISCHEN EISEN UND BETON. C6

Auf die Ausführungen des Herrn Baumann auf Seite 238 (Heft 6, 1911) dieser Zeitschrift erwidere ich folgendes:

Ich sehe davon ab, auf die Befürchtungen des Herrn Baumann näher einzugehen, daß durch die Anordnung der Löcher für die Spiegelschneiden Spannungsstörungen im Beton auftreten, daß ferner auch entfernter liegende Kiesel die Bewegung der Meßschneide beeinflussen könnten und daß eine Gipsschicht keine geeignete Auflage für die Meßschneide sei. Neuerdings wiederholte Versuche an derartigen Balken, über die demnächst berichtet werden dürfte, haben wiederum gezeigt, daß der in der Nähe der Balkenstirne befindliche Spiegel Nr. 3 (s. Armierter Beton 1910, S. 339) gut übereinstimmende Angaben mit der an der Balkenstirne befindlichen Mikrometerschraube ergibt. Hierdurch werden m. E. ohne weitere theoretische Erörterungen alle obigen Bedenken des Herrn Baumann widerlegt.

Zu dem, was Herr Baumann über die Ausdrücke „Gleitwiderstand“ und „Haftfestigkeit“ sagt, bemerke ich folgendes:

Der von den amtlichen Vorschriften gewählte Mindestwert für die „Haftfestigkeit“ von 4,5 kg/qcm dürfte doch wohl in erster Linie mit Rücksicht auf die zahlreichen Versuche an Balken festgesetzt sein, bei denen der „Gleitwiderstand“ durch Messung der Verschiebung an den Stirnflächen so hoch gefunden wurde, daß man

bei der Wahl von 4,5 kg/qcm noch eine genügende Sicherheit zu haben glaubte. Wenn nun neuere Versuche — nicht nur die meinigen, sondern auch diejenigen der französischen Regierungskommission — zeigen, daß bereits bei derartigen Spannungen Verschiebungen auftreten, also von einem „Haften“ nicht mehr die Rede sein kann, so muß man fordern, daß die Vorschrift der Nachrechnung auf Haftfestigkeit aus den amtlichen Bestimmungen gänzlich fallen gelassen wird, wie dies z. B. in der Schweiz schon geschehen.

Herr Baumann erwähnt dann das Beispiel der Nietverbindungen. Hierzu sei folgendes bemerkt:

Auf Grund zahlreicher im vorigen Jahrhundert ausgeführter Versuche nahm man bisher bei Nietungen den Gleitwiderstand zu etwa 1000 bis 1800 kg/qcm des Nietquerschnittes an. Neuere Versuche zeigten, daß etwa schon bei der Hälfte dieser Spannungen Verschiebungen in den Nietungen deutlich erkennbar sind. Diese Versuche wurden in jüngster Zeit durch Talbot und Rudeloff bestätigt. Während man früher 1000 bis 1800 kg Gleitwiderstand für 1 qcm Nietquerschnitt gefunden hatte, fand z. B. Rudeloff\*) nur 400 bis 800 kg/qcm. Es sei dem Leser überlassen, hieraus den Vergleich mit den Gleitwiderstandsversuchen zwischen Eisen und Beton zu ziehen.

\*) Stahl und Eisen, 1909, S. 901.

Herr Baumann bemerkt ferner, daß mir anscheinend die Tatsache neu sei, daß bei Biegeversuchen an Balken die Verschiebungen an der Balkenstirnfläche später auftreten, als an den anderen Stellen des Balkens. Diese Erkenntnis ist jedoch, wie Herr Baumann richtig bemerkt, schon recht alt. Sie läßt sich allerdings meines Erachtens nur schwer aus der von Herrn Baumann angegebenen Literaturquelle herauslesen, ist dagegen schon vor Jahren klar von Probst (Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft Nr. VI) und Schüle (Mitteil. der eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich, Heft Nr. 10) auf Grund theoretischer Erwägungen ausgesprochen. Auf dem Wege des Versuches habe ich allerdings zuerst diese Tatsachen bei Balken festgestellt und die Erwägungen von Probst und Schüle bestätigt gefunden. Es ist nur zu bedauern, daß auf diese Erwägungen bisher nicht die gebührende Rücksicht genommen ist. Es hätten unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse die zahlreichen und kostspieligen Biegeversuche an Betonbalken noch erheblich an Wert gewinnen und wichtige Aufschlüsse über das Zusammenarbeiten von Eisen und Beton geben können, sowie auch unsere Anschauungen über die Berechnung d. r. „Haftfestigkeit“, in der Art, wie sie die amtlichen Vorschriften verlangen, wesentlich geändert.

Darmstadt, 27. Juni 1911.

Dr.-Ing. E. Preuß.

Auf die vorstehenden Äußerungen gestatte ich mir, folgendes zu erwidern.

Wenn Herr Preuß die Spannungs- und Dehnungsverhältnisse in der Nähe des im Beton auf der einen Seite des Eisens angebrachten Loches, das zur Aufnahme der Meißschneide gedient hat, eben der Überlegung unterwerfen wollte, die er für überflüssig hält, so würde er finden, daß meine Bedenken durchaus berechtigt sind.

Was sodann die gute Übereinstimmung der Ergebnisse bei Messung mit Mikrometerschraube und Spiegelapparat anbelangt, so ist zu bemerken, daß eine solche gar nicht besteht.

Die zu vergleichenden Werte (in  $\frac{1}{100}$  mm) sind bei Balken 1: 0,2 (Spiegelapparat) und 0 (Mikrometerschraube) sowie 14,8 (Spiegelapparat) und 12 (Mikrometerschraube); die Abweichung beträgt also bis  $\frac{2,8}{100} = 0,028$  mm bei Messungen, die

nach Angabe des Herrn Preuß bis auf  $\frac{1}{3500}$   $= 0,000286$  mm d. i.  $\frac{1}{100}$  der Abweichung erfolgt sein sollen! Bei Balken 2 sind zu vergleichen 0,3 und 0,5; 13,3 und 13; 85,7 und 76; die Abweichungen liegen zwischen 0,2 und 9,7! Es ist mir unmög-

lich, hierin eine gute Übereinstimmung zu finden. Im Gegenteil überschreiten diese Unsicherheiten der Messung weit den Betrag, der genügen würde, um die von mir erhobenen Bedenken voll zu rechtfertigen.

Ich kann es ferner ruhig dem Urteil der Leser überlassen, ob eine Pfanne aus Gips ein geeignetes Widerlager für die Metallschneide eines Feinmeßinstrumentes bildet.

Wesentlich erscheinen sodann folgende Umstände.

Warum vermeidet es Herr Preuß auch jetzt wieder, auf den Kernpunkt der ganzen Frage einzugehen, obwohl ich ihn darauf besonders hingewiesen habe: Wie sollen seine Messungsergebnisse erklärt werden, sofern nicht Risse weit früher eingetreten sind, als sie beobachtet wurden?

Ferner gestatte ich mir, noch folgendes festzustellen.

Da mir an vollständiger Klarstellung gelegen war, hatte ich Herrn Preuß schon vor längerer Zeit um Übersendung der sämtlichen Originalbeobachtungen — die besprochene Arbeit enthält nicht die beobachteten Werte, sondern Zahlen, die durch Berichtigung und Umrechnung erhalten sind — und der sonst erforderlichen Unterlagen gebeten, leider erfolglos. Warum teilt Herr Preuß auch jetzt noch nicht etwas Genaueres über die von ihm unmittelbar beobachteten Werte mit, obwohl ich ihm wiederholt anheimgestellt habe, das zu tun? Ich kann nur wiederholen, was ich schon an anderer Stelle (Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1911, S. 1047) ausgesprochen habe, daß es unbedingt erforderlich ist, der Öffentlichkeit die beobachteten Originalzahlen nicht vorzuenthalten.

Auf die Ausführungen über den Gleitwiderstand nochmals einzugehen, glaube ich unterlassen zu können, da Herr Preuß der Bedeutung dieses Begriffes trotz meiner ausführlichen Darlegungen auf S. 238 u. ff. nicht Rechnung trägt.

Die Bemerkung, daß Herr Preuß als erster auf dem Wege des Versuchs bei Balken festgestellt habe, daß das Gleiten im Innern des Balkens beginnt, erwidere ich mit der Frage: Wie stellt sich Herr Preuß das Zustandekommen der ersten Risse bei den auf Biegung beanspruchten Balken vor? Meines Erachtens ist diese Erkenntnis so alt, wie die gründliche Verarbeitung der ersten Considèreschen Versuche. R. Baumann.

Auf die Äußerung des Herrn Baumann erwidere ich Folgendes:

Herr Baumann stellt zur Kritik der Übereinstimmung der Ergebnisse bei der Messung mit der Mikrometerschraube und dem Spiegelapparat folgende Werte gegenüber:

Angabe Nr.	Mikrometer- schraube 0,01 mm	Spiegel- apparat 0,01 mm	Unter- schied 0,01 mm
1	0,0	0,2	0,2
2	12,0	14,8	2,8
3	0,5	0,3	0,2
4	13,0	13,3	0,3
5	76,0	85,7	9,7

Herr Baumann übersieht dabei, daß sich die Angaben Nr. 2 u. 5, welche große Unterschiede ergeben, auf sehr hohe Balkenbelastungen beziehen, bei denen bereits eine unaufhaltsame Verschiebung zwischen Eisen und Beton stattfindet. Er übersieht ferner, daß in dem Versuchsbericht besonders darauf hingewiesen ist, daß eine volle Übereinstimmung beider Messungen nicht zu erwarten ist, weil die beiden Messungen nicht genau an der gleichen Stelle und ferner auch zeitlich nacheinander erfolgten. Insbesondere aus letzterem Grunde erklären sich die verhältnismäßig großen Unterschiede in den beiden Meßverfahren bei Belastungen, bei denen bei der gleichbleibenden Belastung eine ständige Vergrößerung der Verschiebung zwischen Eisen und Beton eintritt. Vergleicht man die Unterschiede in den Angaben Nr. 1, 3 und 4, so beträgt der Unterschied nur 0,2 bis 0,3 Einheiten von  $\frac{1}{100}$  mm, also Werte, die sich mit der Mikrometerschraube überhaupt nicht mehr mit Sicherheit messen lassen. Es kann daher dem Leser überlassen bleiben, sich hieraus ein Urteil über die Übereinstimmung beider Meßverfahren zu bilden.

Dem Wunsche des Herrn Baumann um Überlassung der Originalbeobachtungen habe ich aus Gründen nicht entsprochen, die nicht zur Sache gehören und die Allgemeinheit nicht interessieren.

Darmstadt, 14. 7. 1911.

Dr.-Ing. E. Preuß.

Mit den vorstehenden Äußerungen soll die Besprechung abgeschlossen werden. Ich möchte es jedoch nicht unterlassen, da ich seit Jahren selbst an der Klärung dieser wichtigen Frage mitgearbeitet habe, einige kurze Bemerkungen hinzuzufügen. Ich glaube, daß die Frage des Haftens von Beton am Eisen wissenschaftlich ziemlich geklärt ist, und daß sie bedauerlicherweise in neuester Zeit in ein unrichtiges Fahrwasser geraten ist. Für die Erkenntnis der statischen Grundlagen des Eisenbetons sind meines Erachtens in erster Linie nicht der zahlenmäßige

Nachweis irgend einer Kraft, gleichgültig ob sie Gleitwiderstand oder Haftfestigkeit genannt wird, von so großer Wichtigkeit, wie dies in der großen Zahl der Versuche und den theoretischen Erläuterungen zum Ausdruck kommt. Der Standpunkt, den ich seit dem Jahre 1905 einnehme, ist kurz folgender: Eine Berechnung der sogenannten Haftspannungen, wie sie heute zum Teil noch vielfach üblich ist, oder die Einführung der Berechnung von sogenannten mittleren Haftspannungen, wie sie von den neuen österreichischen Vorschriften gefordert wird, entspricht nicht den wirklichen Verhältnissen. In den letzteren ist allerdings schon eine Abweichung von den früheren Berechnungen insofern zu bemerken, als nicht mehr die Schubspannungen im Beton zum Ausgangspunkt für die Berechnungen der Haftspannungen genommen werden. Ich wiederhole heute, was ich seinerzeit schon gesagt habe und was gerade durch die neuen Versuche von Preuß bestätigt wird, daß wir für das Haften von Beton am Eisen keine Zahlen annehmen dürfen, weil diese je nach den verschiedenen Umständen veränderlich sind. Finden wir doch bei den Bachschen Versuchen Gleitwiderstände von 10–50 kg/qcm wobei noch hervorgehoben werden soll, daß die Auswertung der Bachschen Versuchsergebnisse nach den Deutschen ministeriellen Vorschriften geschieht, d. h. daß die errechneten Schubspannungen auf die Oberfläche der Eiseneinlagen verteilt werden. Nicht zu übersehen ist, daß heute die Erkenntnis nahezu allgemein ist, daß die Haftung zwischen Beton und Eisen von den auftretenden Schubspannungen unabhängig ist. Das Haftvermögen wird bei den gewöhnlichen auf Biegung beanspruchten Bauteilen dort gelockert, wo die ersten Risse auftreten, also meist an den Stellen der größten Biegemomente, und nicht an den Stellen der größten Scherkräfte, wie dies in den allgemein üblichen Berechnungen angenommen wird, und gerade dieses Ergebnis kommt bei den Preußischen Versuchen klar zum Ausdruck. Abgesehen davon, daß nun die aus den Bachschen Versuchen ermittelten Zahlen höchstens Vergleichswerte bilden, die gefundenen Zahlenwerte jedenfalls nicht derart sind, daß man einen mittleren Wert als konstante zulässige sogenannte Haftspannung annehmen kann.

Bei der Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen können wir aber immer auf die Berechnung der Haftfähigkeit verzichten, wenn wir die Spannungswerte im Beton und im Eisen innerhalb der zulässigen Grenzen belassen, und für eine gute Verankerung der Eisen im Beton Sorge tragen. Alle in der letzten Zeit gemachten Vorschläge, die Zahlenwerte für die sogenannten Haftspannungen herabzusetzen oder zu erhöhen, die Annahme von mittleren Haftspannungszahlen sind nach meiner festen

Überzeugung und auf Grund der mehr als zahlreichen vorliegenden Versuche nur Notbehelfe. Man entschlöße sich endlich diese Berechnung, die gar keine wissenschaftliche Begründung hat, vollständig wegzulassen, und mache mit Ver-

suchen auf diesem Gebiete ein Ende. Die Frage ist genügend geklärt, und es sind noch eine Zahl von ungeklärten Fragen, für welche neue Versuche dringend notwendig erscheinen.

Dr. E. Probst.

## NEUE FORMELN ZUR BERECHNUNG DES VIERSTIELIGEN RAHMENS MIT FUSSGELENKEN.

Von Emil Morgenstern,

Oberingenieur der Deutschen Kahneisengesellschaft, A. Jordahl & Co. (Berlin).

Die Praxis des Eisenbetonbaues läßt häufig die Anwendung von einfachen Ausdrücken für die Berechnung kontinuierlicher Rahmenkonstruktionen wünschenswert erscheinen. In verschiedenen Fachzeitschriften wurden nun schon wiederholt mehr oder weniger interessante Abhandlungen über genannte Konstruktionen veröffentlicht, welche aber zumeist für die praktische Auswertung zu kompliziert waren.

Verfasser versuchte deshalb für den praktisch wichtigsten Fall, als welchen man mit Rücksicht auf die baupolizeilichen Bestimmungen, welche es

kende Voraussetzungen zu machen, nämlich gleich hohe Stützen, gleiche Feldweiten anzunehmen und den unerheblichen Einfluß der Achsialkräfte, wie allgemein üblich, unberücksichtigt zu lassen. Der Elastizitätsmodul  $E$  wird konstant und für alle Teile gleich genommen, so daß er aus der Rechnung fällt.

Trotz dieser Einschränkungen dürfte die Anwendung der Formeln keine allzu begrenzte sein, da sie für Einzellasten wie für gleichmäßig verteilte Belastung gleich gut anzuwenden sind und auch zur Aufzeichnung von Einflußlinien benutzt werden können. In vielen Fällen wird es übrigens auch statthaft sein, die Formeln selbst bei etwas ungleicher Feldweite anzuwenden, wie dies z. B. häufig auch mit den Winklerschen Koeffizienten für kontinuierliche Träger geschieht.

Im nachstehenden sollen zunächst die gefundenen Ausdrücke für die verschiedenen Fälle besonders angeführt werden, während die Ableitung aus dem Castiglianoschen Satze am Schlusse mitgeteilt wird.

### 1. Einzellasten im 1. Felde (Fig. 2).

$M_1 =$

$$\sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{\left(56 p^2 + 75 p + \frac{45}{2}\right) - \frac{a}{l} (34 q^2 + 51 p + 18)}{N}$$

worin  $N = 80 p^3 + 180 q^2 + 126 p + 27$  für alle folgenden Formeln gleichbleibt.

$$M_2 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(32 p^2 + 39 p + 9) + \frac{a}{l} (2 p^2 + 12 p + 9)}{N}$$

$$M_3 = \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(16 q^2 + 15 p + \frac{9}{2}) - \frac{a}{l} (14 q^2 + 21 p + 9)}{N}$$

$$M_4 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{\left(\frac{64}{3} p^3 - 8 p^2 - 45 p - 18\right) + \frac{a}{l} \left(\frac{64}{3} q^3 + 94 q^2 + 108 p + 36\right)}{N}$$

$$M_5 = \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(48 p^3 + 12 q^2 - 63 p - 27) + \frac{a}{l} (48 q^3 + 174 q^2 + 180 p + 54)}{N}$$

Fig. 1.

nicht gestatten, den rechnerischen Zusammenhang über mehr als 3 Felder auszudehnen, den vierstieligen Rahmen mit Fußgelenken ansehen kann, einfache und genaue Formeln abzuleiten.

Als selbstverständlich kann Verfasser voraussetzen, daß man für

das fünffach statisch unbestimmte System keine ebenso einfachen

Ausdrücke erwartet wie für den nur dreifach statisch unbestimmten durchlaufenden Träger auf 4 Stützen. Auch war es notwendig, gewisse einschrän-

Hierin und in allen folgenden Ausdrücken bedeuten:

$$\mathfrak{M}_{\max} = \frac{Pab}{l} \text{ das Moment unter der Einzel-} \\ \text{last für den freiaufliegenden Träger.}$$

Ferner mit Bezug auf Fig. 1:

$$\begin{aligned} M_1 &= X_1 h, \\ M_2 &= X_2 h, \\ M_3 &= X_3 h, \\ M_4 &= V_1 l, \\ M_5 &= V_2 l. \end{aligned}$$

Sind die 5 statisch unbekannten Größen bekannt, so ergeben sich die übrigen Auflagerunbekannten aus den allgemeinen

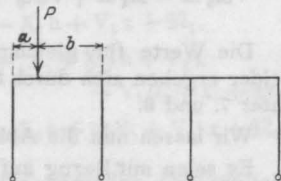


Fig. 2.

Gleichgewichtsbedingungen (S. 288), und zwar ist dann:

$$\begin{aligned} M_6 &= X_4 h = M_1 + M_2 - M_3, \\ M_7 &= V_3 l = 3M_4 + 2M_5, \\ M_8 &= V_4 l = + (2M_4 + M_5). \end{aligned}$$

Mit  $V_1, V_2, V_3$  und  $V_4$  sind hier die Unterschiede zwischen den wirklichen Auflagerreaktionen und jenen des freiaufliegenden Trägers von der Stützweite  $l$  bezeichnet.

Endlich ist

$$\eta = \frac{h}{\frac{J_0}{J_1} l},$$

worin  $J_0$  das Trägheitsmoment der Stützen,  $J_1$  jenes der Balken bedeutet.

## 2. Einzellasten im Mittelfelde (Fig. 3).

$$M_1 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{\left( 22 \eta^2 + 24 \eta + \frac{9}{2} \right) - \frac{a}{l} (20 \eta^2 + 30 \eta + 9)}{N}$$

$$M_2 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{-(34 \eta^2 + 51 \eta + 18) + \frac{a}{l} (20 \eta^2 + 30 \eta + 9)}{N}$$

$$M_3 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{\left( 2 \eta^2 - 6 \eta - \frac{9}{2} \right) + \frac{a}{l} (20 \eta^2 + 30 \eta + 9)}{N}$$

$$M_4 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{\left( \frac{112}{3} \eta^3 + 94 \eta^2 + 63 \eta + 9 \right) - \frac{a}{l} \left( \frac{80}{3} \eta^3 + 80 \eta^2 + 72 \eta + 18 \right)}{N}$$

$$M_5 = \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(64 \eta^3 + 174 \eta^2 + 135 \eta + 27) - \frac{a}{l} (80 \eta^3 + 240 \eta^2 + 216 \eta + 54)}{N}$$

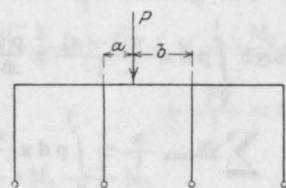


Fig. 3.

## 3. Einzellasten im 3. Felde.

Hierfür gelten die gleichen Ausdrücke wie unter 1.; nur sind die Momente bzw. die Unbekannten  $X_1, X_2$  usf. symmetrisch vertauscht; so greift z. B.  $X_1$  im Gelenkpunkt G an, während  $X_3$  in A angreift usf.

## 4. Einzellasten in jedem der beiden Endfelder, aber symmetrisch angreifend (Fig. 4).

$$\text{Es ist dann: } M_1 = -M_3, \quad M_2 = -M_6, \quad M_4 = -M_5.$$

$$M_1 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(72 \eta^2 + 90 \eta + 27) - \frac{a}{l} (48 \eta^2 + 72 \eta + 27)}{N}$$

$$M_2 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(24 \eta^2 + 18 \eta) + \frac{a}{l} (24 \eta^2 + 54 \eta + 27)}{N}$$

$$M_4 = - \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(16 \eta^3 - 36 \eta^2 - 72 \eta - 27) + \frac{a}{l} (16 \eta^3 + 108 \eta^2 + 144 \eta + 54)}{N}$$

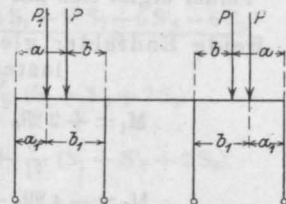


Fig. 4.



5. Einzellasten im Mittelfelde symmetrisch angreifend (Fig. 5).

$$M_1 = -3 \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{q(4\varphi + 3)}{N}$$

$$M_2 = \frac{3}{2} \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(4\varphi + 3)^2}{N}$$

$$M_4 = -3 \sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{(8q^2 + 18q + 9)\varphi}{N}$$

Hier ist bemerkenswert, daß das Verhältnis  $\frac{a}{l}$

verschwindet, d.h. daß die Unbekannten  $X_1, X_2, V_1$  bzw. die Momente  $M_1, M_2, M_4$  nur von der Größe der Lasten, nicht aber von der Stellung abhängen.

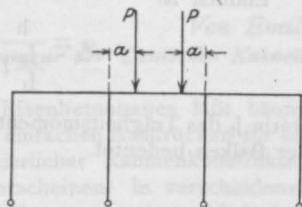


Fig. 5.

Für gleichmäßig verteilte Last ist  $\sum \mathfrak{M}_{\max}$  durch  $\int_0^l p dx \frac{x(l-x)}{l} = \frac{pl^2}{6}$  zu ersetzen, und

$$\sum \mathfrak{M}_{\max} \frac{a}{l} = \int_0^l p dx \frac{x(l-x)}{l} \cdot \frac{x}{l} = \frac{pl^2}{12}.$$

Wir erhalten dann aus 1.:

6. Erstes (oder drittes) Feld gleichmäßig total belastet

(wenn  $\mathfrak{M}_0 = \frac{1}{8} pl^2$  gesetzt wird):

$$M_1 = 2\mathfrak{M}_0 \frac{26q^2 + 33q + 9}{N}$$

$$M_2 = -2\mathfrak{M}_0 \frac{22q^2 + 30q + 9}{N}$$

$$M_3 = 2\mathfrak{M}_0 \frac{3q(2q + 1)}{N}$$

$$M_4 = -\frac{3}{4}\mathfrak{M}_0 \frac{32q^3 + 39q^2 + 9q}{N}$$

$$M_5 = 12\mathfrak{M}_0 \frac{8q^3 + 11q^2 + 3q}{N}$$

Ferner ergibt sich aus 4.:

7. Beide Endfelder gleichmäßig total belastet:

$$M_1 = +2\mathfrak{M}_0 \frac{32q^2 + 36q + 9}{N}$$

$$M_2 = -4\mathfrak{M}_0 \frac{12q^2 + 15q + \frac{9}{2}}{N}$$

$$M_5 = -M_4 = +8\mathfrak{M}_0 \frac{q^2(4q + 3)}{N}$$

und endlich aus 5.:

8. Mittelfeldtotal und gleichmäßig belastet:

$$M_1 = -4\mathfrak{M}_0 \frac{(4\varphi + 3)\varphi}{N}$$

$$M_2 = +2\mathfrak{M}_0 \frac{(4\varphi + 3)^2}{N}$$

$$M_5 = -M_4 = +4\mathfrak{M}_0 \frac{(8\varphi^2 + 18\varphi + 9)\varphi}{N}$$

Die Werte für gleichmäßige Belastung aller Felder ergeben sich durch Summierung der Werte unter 7. und 8.

Wir lassen nun die Ableitung folgen:

Es seien mit Bezug auf Fig. 6  $\mathfrak{M}_1, \mathfrak{M}_2$  und  $\mathfrak{M}_3$  die Momente für die als freiaufliegend gedachten Träger von den Stützweiten  $l_1, l_2, l_3; V_1, V_2, V_3$  und  $V_4$  die Unterschiede zwischen den wirklich vorhandenen vertikalen Auflagerreaktionen gegen jene für die freiaufliegenden Träger.

$X_1, X_2, X_3$  und  $X_4$  die horizontalen Auflagerreaktionen.

Aus den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich zunächst:

$$1) \quad 2V_1l + V_2l = V_4l,$$

$$2) \quad V_1 + V_2 - V_3 + V_4 = 0,$$

$$3) \quad X_1 + X_2 + X_4 - X_3 = 0$$

Es lassen sich somit  $V_4, V_3$  und  $X_4$  durch die übrigen 5 Unbekannten ausdrücken.

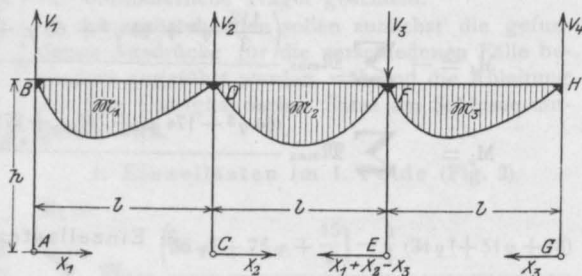


Fig. 6.

Letztere finden wir mit Hilfe des Satzes von Castigliano, welcher in seiner allgemeinen Form lautet:

$$1) \quad \int \frac{M \partial M}{E J \partial X_1} ds = 0,$$

$$2) \quad \int \frac{M \partial M}{E J \partial X_2} ds = 0,$$

$$3) \quad \int \frac{M \partial M}{E J \partial X_3} ds = 0,$$

$$4) \quad \int \frac{M \partial M}{E J \partial V_1} ds = 0,$$

$$5) \quad \int \frac{M \partial M}{E J \partial V_2} ds = 0.$$

Aus Fig. 6 ergeben sich die Momente von:

- 1) A bis B . . .  $M = -X_1 y$ ,
- 2) C „ D . . .  $M = -X_2 y$ ,
- 3) E „ F . . .  $M = -(X_1 + X_2 - X_3) y$ ,  
G „ H . . .  $M = -X_3 y$ ,
- 5) B „ D . . .  $M = -X_1 h + V_1 x + \mathfrak{M}_1$ ,
- 6) D „ F . . .  $M = -(X_1 + X_2) h + V_2 x$   
 $+ V_1 (l_1 + x) + \mathfrak{M}_2$ ,
- 7) H „ F . . .  $M = -X_3 h + (2 V_1 + V_2) x + \mathfrak{M}_3$ .

Nach Einsetzung der partiellen Differentiale und Ausführung der Integration erhält man die folgenden 5 Gleichungen, in welchen  $k = \frac{J_0}{J_1}$  das Verhältnis des Trägheitsmomentes der Stützen zu jenem der Balken bedeutet. Ferner bedeuten  $F_1, F_2$  und  $F_3$  die Momentenflächen im 1., 2. und 3. Felde,  $S_1, S_2, S_3$  und  $S'_2$  die statischen Momente dieser Flächen bezogen auf die Vertikalen BA, DC, HG und BA:

- 1)  $X_1 \left[ \frac{2}{3} h^3 + 2 k h^2 l \right] + X_2 \left[ \frac{h^3}{3} + h^2 k l \right] - X_3 \left[ \frac{h^3}{3} \right] - \dots - V_1 \left[ h \cdot 2 k l^2 \right] - V_2 \left[ \frac{h k l^2}{2} \right] - F_1 h - F_2 h = 0$
- 2)  $X_1 \left[ \frac{h^3}{3} + h^2 k l \right] + X_2 \left[ \frac{2}{3} h^3 + h^2 k l \right] - X_3 \left[ \frac{h^3}{3} \right] - \dots - V_1 \left[ \frac{3}{2} h k l^2 \right] - V_2 \left[ \frac{h k l^2}{2} \right] - F_2 h = 0$
- 3)  $-X_1 \left[ \frac{h^3}{3} \right] - X_2 \left[ \frac{h^3}{3} \right] + X_3 \left[ \frac{2}{3} h^3 + h^2 k l \right] - \dots - V_1 [h k l^2] - V_2 \left[ \frac{h k l^2}{2} \right] - F_3 h = 0$
- 4)  $-X_1 [2 h k l^2] - X_2 \left[ \frac{3}{2} h k l^2 \right] - X_3 [k h l^2] + \dots + V_1 [4 k l^3] + V_2 \left[ \frac{3}{2} k l^3 \right] - S_1 - S'_2 - 2 S_3 = 0$
- 5)  $-X_1 \left[ \frac{h k l^2}{2} \right] - X_2 \left[ \frac{h k l^2}{2} \right] - X_3 \left[ \frac{h k l^2}{2} \right] + \dots + V_1 \left[ \frac{3}{2} k l^2 \right] + V_2 \left[ \frac{2}{3} k l^3 \right] - S_2 - S_3 = 0$

Wir führen nun folgende Bezeichnungen ein:

$$\begin{aligned} X_1 h &= M_1 \text{ (Eckmoment),} \\ X_2 h &= M_2, \\ X_3 h &= M_3, \\ V_1 l &= M_4, \\ V_2 l &= M_5, \\ \varphi &= \frac{h}{k l} \end{aligned}$$

und erhalten 5 Gleichungen, aus welchen sich die Momente  $M_1$  usf. direkt ergeben:

- 1)  $2 M_1 \left( \frac{\varphi}{3} + 1 \right) + M_2 \left( \frac{\varphi}{3} + 1 \right) - M_3 \frac{\varphi}{3} - 2 M_4 - \frac{M_5}{2} - \frac{F_1 + F_2}{1} = 0$
- 2)  $M_1 \left( \frac{\varphi}{3} + 1 \right) + M_2 \left( \frac{2}{3} \varphi + 1 \right) - M_3 \frac{\varphi}{3} - \frac{3}{2} M_4 - \frac{M_5}{2} - \frac{F_2}{1} = 0$
- 3)  $M_1 \frac{\varphi}{3} + M_2 \frac{\varphi}{3} - M_3 \left[ \frac{2}{3} \varphi + 1 \right] + M_4 + \frac{M_5}{2} + \frac{F_3}{1} = 0$
- 4)  $2 M_1 + \frac{3}{2} M_2 + M_3 - 4 M_4 - \frac{3}{2} M_5 - \frac{S_1 + S'_2 + 2 S_3}{l^2} = 0$
- 5)  $\frac{M_1}{2} + \frac{M_2}{2} + \frac{M_3}{2} - \frac{3}{2} M_4 - \frac{2}{3} M_5 - \frac{S_2 + S_3}{l^2} = 0$

Diese 5 Gleichungen reduzieren wir mittels des Eliminationsverfahrens zunächst auf die 3 Gleichungen:

- 1')  $M_1 (2 \varphi + 3) - M_2 (8 \varphi + 6) + M_3 (2 \varphi + 3) + A = 0$
- 2')  $2 M_1 \varphi + M_2 (10 \varphi + 9) - M_3 (12 \varphi + 12) + B = 0$
- 3')  $2 M_1 \varphi + M_2 (6 \varphi + 3) + C = 0$

Hierin ist:

$$\begin{aligned} A &= \frac{6 F_2 - 12 F_1}{1} + \frac{6 S_1 - 18 S_2 + 6 S'_2 - 6 S_3}{l^2} \\ B &= \frac{12 F_1 + 18 F_3}{1} - \frac{6}{l^2} (S_1 + S'_2 + 2 S_3) \\ C &= - \frac{12 F_2 + 6 F_3}{1} + \frac{6}{l^2} (S_1 + S'_2 + 2 S_3) \end{aligned}$$

Diese Konstanten sind allein von der Belastung abhängig.

Durch Auflösung der obigen 3 Gleichungen mittels Determinanten erhält man:

$$M_1 = - \frac{A (18 q^2 + 27 q + 9) + B \left[ 3 q^2 + 6 q + \frac{9}{4} \right] + C \left[ 19 q^2 + 30 q + \frac{45}{4} \right]}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27} = \frac{\dots}{N}$$

$$M_2 = - \frac{-A [6 q^2 + 6 q] - B \left[ q^2 + \frac{3}{2} q \right] + C \left[ 7 q^2 + \frac{33}{2} q + 9 \right]}{N}$$

$$M_3 = - \frac{-A (2 q^2 + 3 q) - B \left[ 7 q^2 + 9 q + \frac{9}{4} \right] + C \left[ 9 q^2 + 15 q + \frac{27}{4} \right]}{N}$$

Ferner findet man:

$$M_5 = 6 \left( \frac{F_2}{1} - \frac{S_2 + S_3}{1^2} \right) + \frac{\left( 20 q^3 + 60 q^2 + 54 q + \frac{27}{2} \right) (2A + B + C) - A [24 q^3 + 42 q^2 + 18 q] - \dots}{N} \\ + \frac{-B \left[ 4 q^3 + 9 q^2 + \frac{9}{2} q \right] + C \left( 28 q^3 + 87 q^2 + \frac{171}{2} q + 27 \right)}{N}$$

und schließlich:

$$M_4 = \frac{2}{3} \left[ \frac{M_1 + M_2 + M_3}{2} - \frac{2}{3} M_5 - \frac{S_2 + S_3}{1^2} \right]$$

Nun ist allgemein:

$$F = \frac{P a b}{l} \cdot \frac{1}{2} = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{2},$$

$$S = F \left( \frac{a+1}{3} \right) = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{2} \left( \frac{a+1}{3} \right),$$

$$S' = F \left( \frac{a+1}{3} + 1 \right) = \frac{\mathfrak{M}_{\max}}{2} \left( \frac{a+4}{3} \right).$$

Unterscheidet man die eingangs angeführten Belastungsfälle, so vereinfachen sich die Ausdrücke für A, B, C usw. und man erhält nach Einsetzung der Werte für F und S die Formeln ohne Schwierigkeit.

Das Verfahren mit Einflußlinien ausführlich zu erörtern, würde über den Rahmen der Abhandlung hinausführen, es sei deshalb nur der Weg, auf welchem man zur analytischen Ermittlung von Einflußlinien gelangen kann, kurz angedeutet.

Es ist nach S. 289 für einen Querschnitt im Endfelde in der Entfernung  $\xi$  vom linken und  $\xi' = 1 - \xi$  vom rechten Auflager (Fig. 7):

$$M = \mathfrak{M}_1 - M_1 + \frac{M_1}{l} \xi.$$

Nun ist:

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \xi'}{b}$$

für Laststellungen links vom Querschnitt und

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{\mathfrak{M}_{\max} \xi}{a}$$

für Laststellungen rechts vom Querschnitt. Ferner ist:

$$M_1 = \left( K_1 + \frac{a}{l} K_2 \right) \mathfrak{M}_{\max},$$

$$M_4 = \left( K_3 + \frac{a}{l} K_4 \right) \mathfrak{M}_{\max},$$

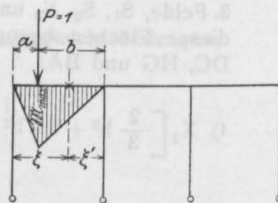


Fig. 7.

worin  $K_1$ ,  $K_2$ ,  $K_3$  und  $K_4$  die von der Rahmenform und den Trägheitsmomenten abhängigen Konstanten, die auf S. 288 unter 1. angeführt sind, vorstellen.

Wir erhalten somit die Einflußordinaten für die Last  $P = 1$  aus:

$$y = a \mu_1 - \frac{a b}{l} \left[ K_1 + K_2 \frac{a}{l} - \mu K_3 - \mu K_4 \frac{a}{l} \right]$$

für Laststellungen links vom Querschnitt; für Laststellungen rechts vom Querschnitt gilt derselbe Ausdruck, nur ist  $\mu_1$  durch  $\mu$  zu ersetzen.

Wandert die Last in das 2. Feld, so fällt das erste Glied mit  $\mu_1$  bzw.  $\mu$  fort und die Konstanten nehmen die auf S. 289 unter 2. angeführten Werte an.

In der gleichen Weise können auch die Einflußordinaten für einen Querschnitt im Mittelfelde ermittelt werden.

## DIE UNTERIRDISCHEN MARKTKASEMATTEN IN HAMBURG.

Von Dr.-Ing. Paul Müller (zurzeit Braunschweig).

Der ganz in Eisenbeton ausgeführte Bau der unterirdischen Marktkasematten nördlich des Deichtores in Hamburg, der im Spätjahre 1910 vollendet wurde, bildet den Gegenstand der folgenden Abhandlung.

### Allgemeine Anordnung der Konstruktion.

Wie die nachfolgenden Abbildungen 1—4 zeigen, besteht die Tragkonstruktion der Kasematten-decke, auf der das Straßenpflaster verlegt ist, aus einem System von Haupt- und Nebenunterzügen,

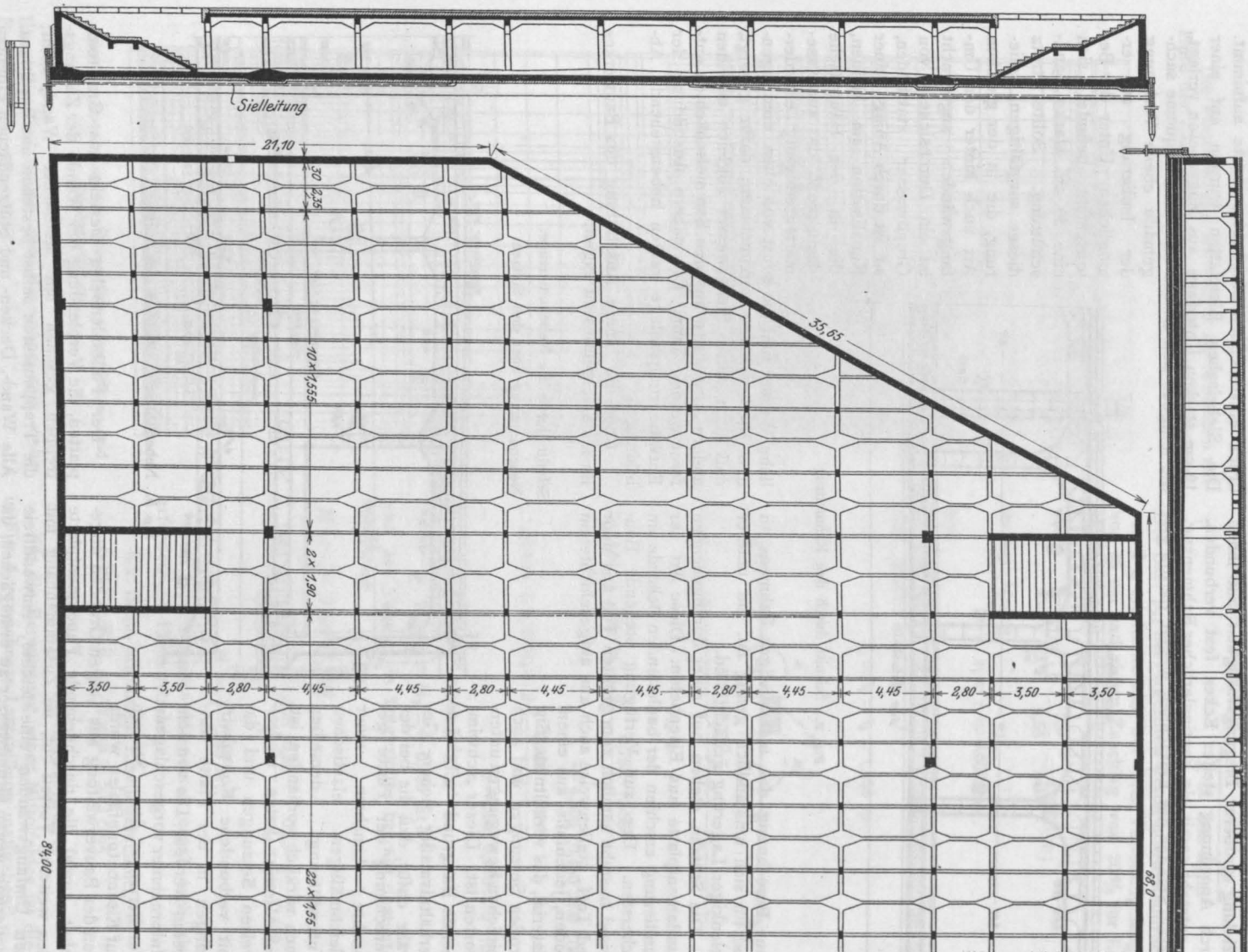


Fig. 1. Grundriß, Längen- und Querschnitt der Gesamtanordnung.



zwischen denen die Decke gespannt ist. Die Hauptunterzüge liegen auf Stützen und sind zur Erzielung größerer Biegezugfestigkeit mit ihnen durch Anordnung steifer Ecken fest verbunden. Es entsteht somit ein kontinuierlicher Rahmzug, dessen Ständer der Einfachheit wegen, da die ge-

isolierenden Schicht ein sicheres Auflager gibt, während die Platte selbst die durch den Wasserdruk entstehenden Biegemomente aufnimmt. Die Siebelschen Bleiplatten wurden auf einer 10 cm starken Unterlage aus Magerbeton verlegt, die lediglich den Zweck hat, eine bequeme sach-

gemäße ebene Verlegung der Isolierung zu ermöglichen. Unter der Betonschicht befindet sich eine 50 cm starke Sandschüttung. Sollte trotz dieser sorgfältigen Isolierung, die in der gleichen Art auch hinter den Umfangswänden angebracht ist, ein Durchsickern von Grundwasser stattfinden, so ist durch Anlage einer Kanalisation im kleinen, die in der Hauptsache dazu dient, das zur Kase-

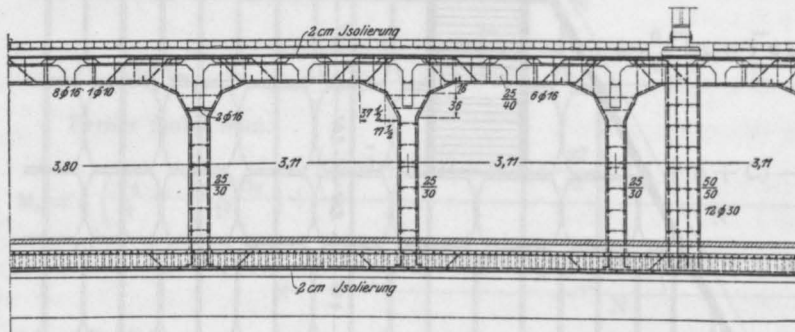


Fig. 2. Schnitt durch den Rahmzug.

naue Berechnung des mehrstieligen Rahmens an und für sich umständlich genug ist, mit unterer gelenkiger Lagerung gedacht sind.

Die Stützen stehen auf einer durchgehenden Fundamentplatte aus Eisenbeton. Diese Art der Fundierung erschien der bauleitenden Behörde am sichersten. Der zur Verfügung stehende Baugrund besteht nämlich zum größten Teil aus Moor und Torf, stellenweise auch aus aufgeschichtetem Boden, jedenfalls aus einem Material, das verhältnismäßig großen Setzungen und auch seitlichen Bewegungen unterworfen ist. Dieser „schwimmende Baugrund“ gibt eine verhältnismäßig sichere Gewähr dafür, daß die bei der Berechnung der Platte gemachte Annahme einer gleichmäßigen elastischen Unterstützung derselben auch wirklich vorhanden ist, und somit keine stellenweisen Setzungen und damit verbundene Konsolwirkungen in der Platte auftreten werden. Die von dem Unternehmer vorgeschlagene Fundierung der Stützen auf Eisenbetonpfählen wurde von der Bauverwaltung aus obigen Gründen abgelehnt, zumal die durchgehende Fundamentplatte den weiteren Vorteil bot, im Zusammenhang mit den Umfangswänden eine leichte, einwandfreie Isolierung gegen Grundwasser zu ermöglichen, da sie der aus Siebelschen Bleiplatten bestehenden

liche Wasser und die sonst von oben eindringenden Niederschläge aufzunehmen, dafür gesorgt, daß auch dieses Sickerwasser zugleich mit den andern Abwässern aus den Sammelschächten entfernt werden kann. Die nähere Ausbildung der Entwässerungsanlage zeigen nebenstehende Abbildungen.

Über die innere Ausstattung des Bauwerkes ist noch folgendes zu sagen:

Schnitt durch die Nebenunterzüge.

Nebenunterzug über den Stützen.

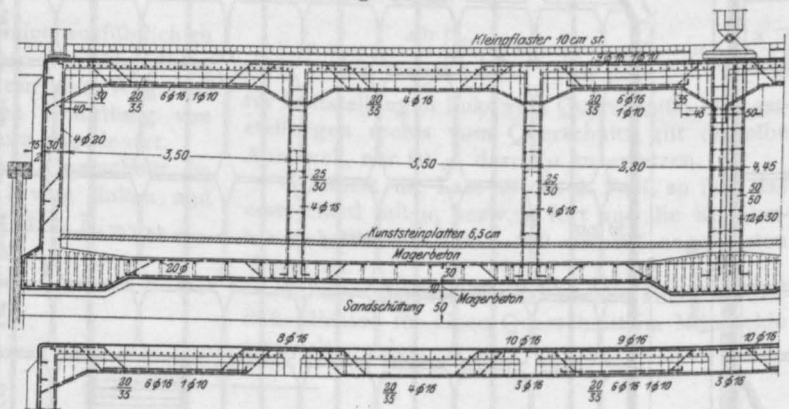


Fig. 3. Nebenunterzug zwischen den Stützen.

Der Fußbodenbelag besteht aus Granitoidplatten, die Verblendung der Wände der Zugangstreppe geschah mit Mettlicher Wandplattierung; die Treppenstufen selbst bestehen aus Basaltlava. Alle Wand-, Decken- und Stützenflächen erhielten eine 2 cm starke weiße Putzschicht.



Statische Berechnung.

I. Die Deckenplatte.

Die Platte wurde als Träger auf 4 Stützen mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichungen berechnet.

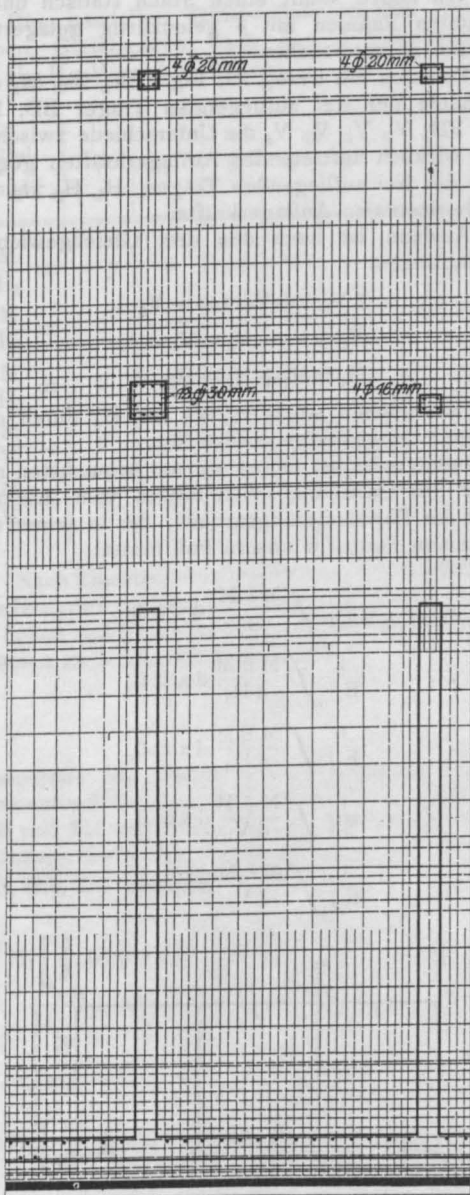


Fig. 4. Anordnung der Eiseneinlagen der Stützen und Fundamentplatte.

Über die Bedeutung der Bezeichnungen siehe Fig. 5.

Die gleichmäßig verteilte Last  $g$  betrug:

Pflaster . . . . .	275 kg/m <sup>2</sup>
10 cm Stampfbeton . . .	220 "
12 cm Eisenbeton . . .	288 "
<hr/>	
$g =$	783 kg/m <sup>2</sup>

Die Last  $p_2$ , hervorgerufen durch einen Raddruck von 2 t, ermittelte sich bei einer Verteilungslänge von 55 cm und einem Zuschlag von 20% für Erschütterungen zu

$$p_2 = 1,2 \cdot \frac{2,0}{0,55} = 4,368 \text{ t/m;}$$

da nun ferner

$$s_1 = r_1 = 0,5025 \text{ m}$$

und

$$s_2 = r_2 = 1,0525 \text{ m}$$

war, erhielt man bei

$$l_1 = l_2 = l_3 = 1,555 \text{ m}$$

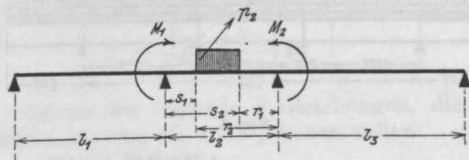


Fig. 5.

$$6,22 M_1 + 1,555 M_2 + 2 \cdot \frac{0,783 \cdot 1,555^3}{4} + 4,386 \cdot 0,478 = 0 \quad (a)$$

$$1,555 M_1 + 6,22 M_2 + 2 \cdot \frac{0,783 \cdot 1,555^3}{4} + 4,386 \cdot 0,478 = 0 \quad (b)$$

Aus diesen Gleichungen folgt

$$M_1 = M_2 = -0,459 \text{ mt}$$

und das Moment in Trägermitte beträgt dementsprechend

$$M = \frac{1}{8} \cdot 0,783 \cdot 1,555^2 + 4,386 \left( \frac{1,555 \cdot 0,55}{4} - \frac{0,55^2}{8} \right) - 0,459$$

$$M = +0,545 \text{ mt.}$$

Auf Grund dieses Momentes ergab sich als erforderliche Plattenstärke

$$h = 12 \text{ cm mit einem Eisenquerschnitt, } f_e = 7\frac{1}{2} \text{ R. E. } \varnothing 10 \text{ mm} = 5,92 \text{ cm}^2.$$

II. Die Nebenunterzüge.

Für die Berechnung eines Mittelfeldes ist die in Fig. 6 gezeichnete Laststellung maßgebend.

Die Lasten selbst haben folgende Werte:

$$\begin{aligned} \text{Ruhende Last} \quad & g = 0,783 \cdot 1,555 = 1,218 \text{ t/m} \\ \text{Eigengewicht des} & \\ \text{Unterzuges} \quad & \dots \quad 0,15 \cdot 0,40 \cdot 2,40 = 0,144 \text{ „} \\ & \text{Summe} \quad 1,362 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Menschengedränge:

$$p = 0,56 \cdot 1,555 = 0,87 \text{ t/m,}$$

$$q = \frac{2,0}{0,70} \cdot 1,2 = 3,42 \text{ t/m.}$$

Mit Hilfe der Clapeyronschen Gleichungen erhält man wiederum für

$$l_1 = 2,8 \text{ m; } l_2 = l_3 = 4,45 \text{ m.}$$

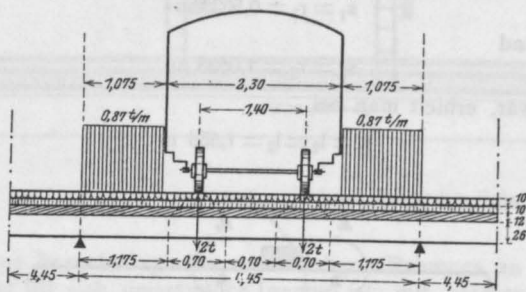


Fig. 6.

$$\begin{aligned} 2 M_1 (2,8 + 4,45) + 4,45 M_2 + \frac{1,362 (2,8^3 + 4,45^3)}{4} \\ + \frac{0,87 (4,45^2 - 3,375^2) (2 \cdot 4,45^2 - 4,45^2 - 3,375^2)}{4 \cdot 4,45} \\ + \frac{0,87 \cdot 1,075^2 \cdot (2 \cdot 4,45^2 - 1,075^2)}{4 \cdot 4,45} \\ + \frac{3,42 (3,275^2 - 2,575^2) (2 \cdot 4,45^2 - 3,275^2 - 2,575^2)}{4 \cdot 4,45} \\ + \frac{3,42 (1,875^2 - 1,175^2) (2 \cdot 4,45^2 - 1,875^2 - 1,175^2)}{4 \cdot 4,45} = 0, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4,45 M_1 + 2 M_2 (4,45 + 4,45) + \frac{2 \cdot 1,362 \cdot 4,45^3}{4} \\ + \frac{0,87 \cdot 1,075^2 (2 \cdot 4,45^2 - 1,075^2)}{4 \cdot 4,45} \\ + \frac{0,87 (4,45^2 - 3,375^2) (2 \cdot 4,45^2 - 4,45^2 - 3,375^2)}{4 \cdot 4,45} \\ + \frac{3,42 (1,875^2 - 1,175^2) (2 \cdot 4,45^2 - 1,875^2 - 1,175^2)}{4 \cdot 4,45} \\ + \frac{3,42 (3,275^2 - 2,575^2) (2 \cdot 4,45^2 - 3,275^2 - 2,575^2)}{4 \cdot 4,45} = 0. \end{aligned}$$

Aus diesen Gleichungen lassen sich die Stützmomente und somit auch alle übrigen Momente berechnen.

Es ergab sich  $M_1 = -3,72 \text{ mt}$ ,  $M_2 = -4,50 \text{ mt}$  und das Moment in der Mitte  $M = +3,44 \text{ mt}$ . Die Abmessungen des Unterzuges sind  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 148 \text{ cm}$ ,  $f_c = 5 \text{ R. E. } \varnothing 16 = 10,05 \text{ cm}^2$ .

### III. Die Hauptunterzüge.

Wie schon in der Einleitung erwähnt, sind die Hauptunterzüge im Zusammenhang mit den Stützen als kontinuierliche Rahmzüge ausgebildet. Der rechnerische Zusammenhang dieser Konstruktion wird jedoch nicht über drei Felder ausgedehnt.

Wir haben somit einen 5fach statisch unbestimmten Rahmen mit 4 gelenkartig gelagerten Stützen zu untersuchen.

Es seien mit bezug auf Fig. 7  $M_1, M_2, M_3$  die Momente der frei aufliegenden Träger BD, DF und FH;  $V_1, V_2, V_3, V_4$  die Unterschiede zwischen den wirklich auftretenden Auflagerkräften gegen jene der frei aufliegenden Träger;  $H_1, H_2, H_3, H_4$  die horizontalen Auflagerkräfte.

Alsdann ist nach den drei Gleichgewichtsbedingungen:

$$1) \dots \dots \dots 2 V_1 \cdot l + V_2 \cdot l = - V_4 \cdot l,$$

$$2) \dots \dots \dots V_1 + V_2 - V_3 - V_4 = 0,$$

$$3) \dots \dots \dots H_4 = H_1 + H_2 - H_3,$$

und wir können somit  $V_4, V_3$  und  $H_4$  durch die übrigen Unbekannten ausdrücken.

Letztere selbst finden wir am bequemsten mit Hilfe des Castiglianischen Satzes vom „Kleinstwert der Formänderungsarbeit“, der in seiner allgemeinen Form für unsern Fall lautet:

$$1) \dots \dots \dots \frac{1}{EJ} \int \frac{M \partial M}{\partial H_1} dx = 0,$$

$$2) \dots \dots \dots \frac{1}{EJ} \int \frac{M \partial M}{\partial H_2} dx = 0,$$

$$3) \dots \dots \dots \frac{1}{EJ} \int \frac{M \partial M}{\partial H_3} dx = 0,$$

$$4) \dots \dots \dots \frac{1}{EJ} \int \frac{M \partial M}{\partial V_1} dx = 0,$$

$$5) \dots \dots \dots \frac{1}{EJ} \int \frac{M \partial M}{\partial V_2} dx = 0.$$

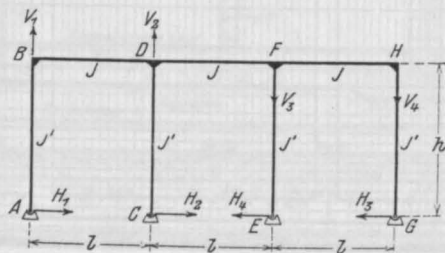


Fig. 7.

Die wirklich auftretenden Momente sind:

1. Teil A bis B:  $M = -H_1 \cdot y$ ,
2. Teil C bis D:  $M = -H_2 \cdot y$ ,
3. Teil E bis F:  $M = -(H_1 + H_2 - H_3) \cdot y$ ,

4. Teil G bis H:  $M = -H_3 \cdot y$ ,  
 5. Teil B bis D:  $M = -H_1 \cdot h + V_1 \cdot x + \mathfrak{M}_1$ ,  
 6. Teil D bis F:  $M = -(H_1 + H_2)h + V_1(1+x) + V_2 \cdot x + \mathfrak{M}_2$ ,  
 7. Teil H bis F:  $M = -H_3 \cdot h + (2V_1 + V_2)x + \mathfrak{M}_3$ .

Die partiellen Differentialquotienten dieser sieben Gleichungen nach den 5 Unbekannten  $H_1, H_2, H_3, V_1$  und  $V_2$  lauten:

Gleichung	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{\partial M}{\partial H_1} =$	$-y$	0	$-y$	0	$h$	$-h$	0
$\frac{\partial M}{\partial H_2} =$	0	$-y$	$-y$	0	0	$-h$	0
$\frac{\partial M}{\partial H_3} =$	0	0	$y$	$-y$	0	0	$-h$
$\frac{\partial M}{\partial V_1} =$	0	0	0	0	$x$	$(1+x)$	$2x$
$\frac{\partial M}{\partial V_2} =$	0	0	0	0	0	$x$	$x$

Nach Einsetzen dieser Werte und Durchführung der Integration erhalten wir folgende 5 Gleichungen, in denen das Verhältnis der Trägheitsmomente der Stützen zu jenen der Balken sind

$$k = \frac{J'}{J}$$

bezeichnet ist. Ferner bedeuten  $F_1, F_2, F_3$  die Momentenflächen der frei aufliegenden Balken BD, DF und FH und  $\mathfrak{F}_1, \mathfrak{F}_2, \mathfrak{F}_3$  die statischen Momente dieser Flächen in bezug auf die Achsen  $\overline{AB}, \overline{BA}, \overline{DC}$  und  $\overline{GH}$ .

$$1) H_1 \left[ \frac{2}{3} h^3 + 2k h^2 l \right] + H_2 \left[ \frac{h^3}{3} + k h^2 l \right] - H_3 \cdot \frac{h^3}{3} - V_1 \cdot 2k h l^2 - V_2 \cdot \frac{k h l^2}{2} - F_1 \cdot h - F_2 \cdot h = 0,$$

$$2) H_1 \left[ \frac{h^3}{3} + k h^2 l \right] + H_2 \left[ \frac{2}{3} h^3 + k h^2 l \right] - H_3 \cdot \frac{h^3}{3} - V_1 \cdot \frac{3}{2} k h l^2 - V_2 \cdot \frac{k h l^2}{2} - F_2 \cdot h = 0,$$

$$3) -H_1 \cdot \frac{h^3}{3} - H_2 \cdot \frac{h^3}{3} + H_3 \left[ \frac{2}{3} h^3 + k h^2 l \right] - V_1 k h l^2 - V_2 \cdot \frac{k h l^2}{2} - F_3 \cdot h = 0,$$

$$4) -H_1 \cdot 2k h l^2 - H_2 \cdot \frac{3}{2} k h l^2 - H_3 \cdot k h l^2 + V_1 \cdot 4k l^3 + V_2 \cdot \frac{3}{2} k l^3 - \mathfrak{F}_1 - \mathfrak{F}_2 - 2\mathfrak{F}_3 = 0,$$

$$5) -H_1 \cdot \frac{k h l^2}{2} - H_2 \cdot \frac{k h l^2}{2} - H_3 \cdot \frac{k h l^2}{2} + V_1 \cdot \frac{3}{2} k l^3 + V_2 \cdot \frac{3}{2} k l^3 - \mathfrak{F}_2 - \mathfrak{F}_3 = 0.$$

Bezeichnet man nun ferner

$$H_1 \cdot h \text{ mit } M_1, \\ H_2 \cdot h \text{ mit } M_2, \\ H_3 \cdot h \text{ mit } M_3, \\ V_1 \cdot l \text{ mit } M_4, \\ V_2 \cdot l \text{ mit } M_5,$$

und mit

$$\eta = \frac{h}{kl},$$

$$Z = \frac{\mathfrak{F}_1 + \mathfrak{F}_2 + 2\mathfrak{F}_3}{l^2},$$

$$Z' = \frac{\mathfrak{F}_2 + \mathfrak{F}_3}{l^2},$$

so erhalten wir folgende 5 Gleichungen, die zur Bestimmung von  $M_1$  bis  $M_5$  dienen sollen:

$$1) 2 M_1 \left( \frac{\eta}{3} + 1 \right) + M_2 \left( \frac{\eta}{3} + 1 \right) - M_3 \frac{\eta}{3} - 2M_4 - \frac{M_5}{2} \left( \frac{F_1 + F_2}{1} \right) = 0$$

$$2) M_1 \left( \frac{\eta}{3} + 1 \right) + M_2 \left( \frac{2}{3} \eta + 1 \right) + M_3 \cdot \frac{\eta}{3} - \frac{3}{2} M_4 - \frac{M_5}{2} - \frac{F_2}{1} = 0$$

$$3) M_1 \frac{\eta}{3} + M_2 \cdot \frac{\eta}{3} - M_3 \left( \frac{2}{3} \eta + 1 \right) + M_4 + \frac{M_5}{2} + \frac{F_3}{1} = 0$$

$$4) 2 M_1 + \frac{3}{2} M_2 + M_3 - 4 M_4 - \frac{3}{2} M_5 - Z = 0$$

$$5) \frac{M_1}{2} + \frac{M_2}{2} + \frac{M_3}{2} - \frac{3}{2} M_4 - \frac{2}{3} M_5 - Z' = 0$$

Aus diesen Gleichungen ergeben sich folgende Werte für  $M_1$  bis  $M_5$ , wenn wir noch

$$A = \frac{6F_2 - 12F_1}{1} + 6Z - 18Z'$$

$$B = \frac{12F_1 + 18F_3}{1} - 6Z$$

$$C = \frac{12F_2 + 6F_3}{1} + 6Z$$

setzen,

$$M_1 = - \frac{A (18 q^2 + 27 q + 9) + B \left( 3 q^2 + 6 q + \frac{9}{4} \right) + C \left( 19 q^2 + 30 q + \frac{45}{4} \right)}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27}$$

$$M_2 = - \frac{A (6 q^2 + 6 q) - B \left( q^2 + \frac{3}{2} q \right) + C \left( 7 q^2 + \frac{33}{2} q + 9 \right)}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27}$$

$$M_3 = - \frac{- A (2 q^2 + 3 q) - B \left( 7 q^2 + 9 q + \frac{9}{4} \right) + C \left( 9 q^2 + 15 q + \frac{27}{4} \right)}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27}$$

$$M_5 = \frac{6 \left( \frac{F_2}{1} - Z' \right) + \left( 20 q^3 + 60 q^2 + 54 q + \frac{27}{2} \right) (2 A + B + C) - A (24 q^3 + 42 q^2 + 18 q)}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27}$$

$$+ \frac{- B \left( 4 q^3 + 9 q^2 + \frac{9}{2} C \right) + C \left( 28 q^3 + 87 q^2 + \frac{171}{2} q + 27 \right)}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27}$$

$$M_4 = \frac{2}{3} \left( \frac{M_1 + M_2 + M_3}{2} - \frac{2}{3} M_5 - Z' \right)$$

In der weiteren Rechnung haben wir nun folgende drei, in Fig. 8 dargestellten Belastungsfälle zu unterscheiden:

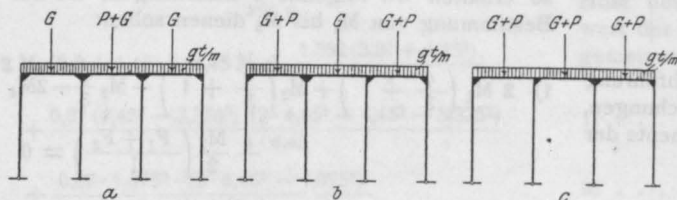


Fig. 8.

- das Mittelfeld ist voll belastet. Alsdann entstehen die größten Momente im Mittelfelde;
- die Endfelder sind voll belastet für die größten Momente in denselben;
- alle drei Felder sind voll belastet für die größten Stützenmomente.

Die Auflagerdrücke der Nebenunterzüge infolge Ruhelast werden mit  $G$ , die infolge Verkehrslast mit  $P$  bezeichnet. Das Eigengewicht des Hauptunterzuges sei  $g$ .

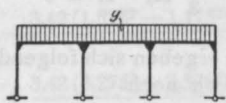


Fig. 9.

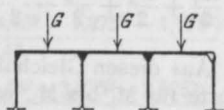


Fig. 10.

Da in allen drei Fällen symmetrische Belastung vorliegt, vermindert sich die Zahl der statisch unbestimmten Größen um 2. Es ist nämlich

$$M_1 = M_3 \text{ und } M_4 = M_5.$$

Im folgenden sind für verschiedene Belastungsfälle die Werte  $M_1$  bis  $M_5$  ermittelt.

A) Es wirkt auf den Rahmen nur die gleichmäßig verteilte Last  $g$ . (Fig. 9).

Alsdann ist

$$\frac{F_1}{1} = \frac{F_2}{1} = \frac{F_3}{1} = \frac{g l^2}{12}$$

$$\frac{F_{m1}}{l^2} = \frac{F_{m2}}{l^2} = \frac{F_{m3}}{l^2} = \frac{1}{2} \frac{F}{1}$$

$$\frac{F_{m2}}{l^2} = \frac{3}{2} \frac{F}{1}$$

und somit

$$A = - \frac{6 F}{1}; B = + \frac{12 F}{1}; C = 0$$

Wir erhalten:

$$M_1 = - \frac{1}{2} g l^2 \frac{12 q^2 + 15 q + \frac{9}{2}}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27} = M_3$$

$$M_2 = - \frac{1}{2} g l^2 \frac{4 q^2 + 3 q}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27}$$

$$M_5 = \frac{1}{2} g l^2 \frac{16 q^3 + 24 q^2 + 9 q}{80 q^3 + 180 q^2 + 126 q + 27} = M_4$$

B) Es wirkt auf die Mitte eines jeden Feldes die Kraft  $G$ . (Fig. 10).

Alsdann wird

$$M_1 = \frac{3}{4} G \cdot l \frac{12 q^2 + 15 q + \frac{9}{2}}{N} = M_3$$

$$M_2 = - \frac{3}{4} G \cdot l \frac{4 q^2 + 3 q}{N}$$

$$M_5 = \frac{3}{4} G \cdot l \frac{16 q^3 + 24 q^2 + 9 q}{N} = M_4$$

C) Es wirkt auf die Mitte des Mittelfeldes die Last  $P$ . (Fig. 11).



Als dann ist zunächst allgemein

$$A = \frac{6 F_2}{1} = \frac{3}{4} P \cdot l$$

$$B = -9 \frac{F_2}{1} = -\frac{9}{8} P \cdot l = -\frac{3}{2} A$$

$$C = -\frac{3 F_2}{1} = -\frac{3}{8} P \cdot l = -\frac{1}{2} A$$

und hieraus folgt

$$M_1 = -\frac{3}{4} P \cdot l \frac{3q \left( \frac{3}{2} q + 1 \right)}{N} = M_3$$

$$M_2 = +\frac{3}{4} P \cdot l \frac{\frac{1}{2} (4q + 3)^2}{N}$$

$$M_5 = -\frac{3}{4} P \cdot l \left( \frac{32q^3 + 72q^2 + 54q + \frac{27}{2}}{N} - \frac{1}{2} \right) = M_4$$

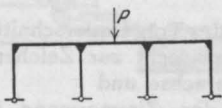


Fig. 11.

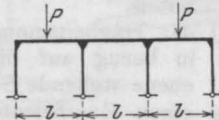


Fig. 12.

C') Für eine Last  $P_1$  in der Mitte des Mittelfeldes und je eine Last  $P_2$  symmetrisch links und rechts im Abstand  $a$  von der Stütze wird

$$M_1 = -\left( \frac{3}{4} P_1 \cdot l + 6 P_2 \cdot a \frac{1-a}{1} \right) \frac{3q \left( \frac{3}{2} q + 1 \right)}{N} = M_3$$

$$M_2 = +\left( \frac{3}{4} P_1 \cdot l + 6 P_2 \cdot a \frac{1-a}{a} \right) \frac{\frac{1}{2} (4q + 3)^2}{N}$$

$$M_5 = -\left( \frac{3}{4} P_1 \cdot l + 6 P_2 \cdot a \frac{1-a}{1} \right) \times \left( \frac{32q^3 + 72q^2 + 54q + \frac{27}{2}}{N} - \frac{1}{2} \right) = M_4$$

D) Für je eine Last  $P$  in der Mitte der Endfelder erhält man (Fig. 12)

$$A = -\frac{12 F_1}{1} = -\frac{3}{2} P \cdot l$$

$$B = \frac{21 F_1}{1} = \frac{21}{8} P \cdot l = -\frac{21}{12} A$$

$$C = +\frac{3 F_1}{1} = \frac{3}{8} P \cdot l = -\frac{1}{4} A$$

und

$$M_1 = +\frac{3}{4} P \cdot l \frac{16q^2 + 18q + \frac{9}{2}}{N} = M_3$$

$$M_2 = -\frac{3}{4} P \cdot l \frac{12q^2 + 15q + \frac{9}{2}}{N}$$

$$M_5 = \frac{3}{4} P \cdot l \frac{2q^2 (4q + 3)}{N} = M_4$$

Mit Hilfe dieser Gleichungen ist man imstande, für verschiedene Werte von  $q = \frac{h}{k \cdot l}$  die Momente  $M_1$  bis  $M_5$  für die oben genannten Laststellungen rasch zu ermitteln.

Im vorliegenden Falle ist

$$\frac{h}{l} = \frac{2,72}{3,11}$$

und

$$k = 0,875,$$

demnach

$$q = \frac{2,72}{3,11 \cdot 0,875} = 1,0$$

Für diesen Wert von  $q$  erhält man für die Fälle A bis D folgende M-Werte:

$$A) M_1 = +0,0332 \text{ g l}^2; M_2 = -0,00849 \text{ g l}^2; M_5 = +0,05943 \text{ g l}^2;$$

$$B) M_1 = +0,0573 \text{ G l}; M_2 = -0,01274 \text{ G l}; M_5 = +0,08914 \text{ G l};$$

$$C) M_1 = -0,211 \text{ P l}; M_2 = +0,690 \text{ P l}; M_5 = +0,99 \text{ P l};$$

$$D) M_1 = +0,0715 \text{ P l}; M_2 = -0,0573 \text{ P l}; M_5 = +0,0235 \text{ P l}.$$

Mit Hilfe dieser Werte lassen sich die wirklichen Momente folgendermaßen berechnen.

Das Moment im Mittelfelde beträgt z. B. allgemein:

$$M = \mathfrak{M} - (M_1 + M_2) + \frac{M_4 (1+x)}{1} + \frac{M_5 \cdot x}{1}$$

oder, da bei symmetrischer Belastung  $M_4 = -M_5$  ist

$$M = \mathfrak{M} - (M_1 + M_2) + M_4$$

Der Wert  $\mathfrak{M}$ , d. h. das Moment für den frei aufliegenden Träger, ist für gleichmäßig verteilte Last  $g$  und eine Einzellast  $G$  in Trägermitte

$$\mathfrak{M} = 0,125 \text{ g l}^2 + 0,25 \text{ G l}$$

und folglich

$$M = 0,125 \text{ g l}^2 + 0,25 \text{ G l} - (0,0332 - 0,00849) \text{ g l}^2 - 0,05943 \text{ g l}^2 - (0,0573 - 0,01274) \text{ G l} - 0,08914 \text{ G l},$$

oder

$$M = 0,03586 \text{ g l}^2 + 0,1163 \text{ G l}.$$

Das wirkliche Moment beträgt also an Stelle des beim frei aufliegenden Träger auftretenden Momentes



$$M = \frac{1}{8} g l^2 + \frac{1}{4} G l$$

nur

$$M = \frac{1}{27,9} g l^2 + \frac{1}{8,6} G l.$$

Die größten Stützmente ferner treten bei Vollbelastung sämtlicher drei Felder auf.

Allgemein lautet der Ausdruck für das Stützmentmoment der 2. Stütze von links

$$M = -(M_1 + M_2) + M_4.$$

Nach Einsetzen der Werte  $M_1$ ,  $M_2$  und  $M_4$  für die Belastungsfälle A) und B) [siehe Fig. 9 u. 10] erhält man

$$M = -[(0,0382 - 0,00849 + 0,05943) g l^2 + (0,0573 - 0,01274 + 0,08914) G l],$$

$$M = -[0,08914 g l^2 + 0,13370 G l].$$

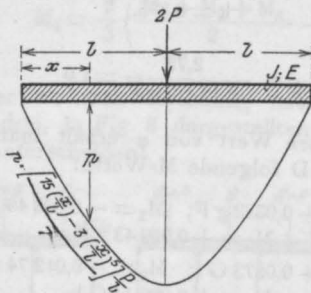


Fig. 13.

Das größte Moment im Endfelde schließlich lautet in seiner allgemeinen Form

$$M = M - M_1 + M_4 \cdot \frac{x}{l}.$$

Für  $x = \frac{1}{2}$  erhält man

$$M = M - M_1 + \frac{M_4}{2}.$$

Das Moment infolge gleichmäßig verteilter Last  $g$  beträgt mit Hilfe der Zahlenwerte auf Seite 298 somit

$$M = 0,125 g l^2 - 0,0382 g l^2 - \frac{0,05943}{2} g l^2,$$

$$M = 0,0571 g l^2.$$

Der Belastungsfall D) [siehe Seite 299] ergibt ferner

$$M = 0,25 P l - 0,0715 P l - \frac{0,0255}{2} P l,$$

$$M = 0,16575 P l.$$

#### IV. Die Wände.

Die Wände wurden als unten eingespannte, oben frei aufliegende Träger angesehen und dem-

entsprechend nach den Gesetzen der Statik berechnet.

#### V. Die Fundamentplatte.

Die Verteilung der Bodenpressungen unter den Rahmenstützen wurde nach Formeln entwickelt die Franke im Jahrgange 1907 der Zeitschrift des Hannöverschen Architekten- und Ingenieur-Vereins abgeleitet hat.

Hiernach berechnet sich zunächst die wirksame Länge, auf die eine Verteilung der Bodenpressung unter einem Körper mit konstantem Trägheitsmoment, der durch eine in seiner Mitte angreifende Einzelkraft  $2P$  beansprucht wird, erfolgt, nach der Gleichung

$$l = \sqrt[4]{\frac{\alpha_0 \cdot E \cdot J}{\psi}}. \quad (\text{Siehe Fig. 13}).$$

In dieser Gleichung bedeuten:

$$\alpha_0 = \frac{\pi^4}{4} = 24,35,$$

$E$  den Elastizitätsmodul des betreffenden Materials,

$J$  das Trägheitsmoment des Trägerquerschnitts in bezug auf die senkrecht zur Zeichenebene stehende Schwerachse und

$\psi$  einen Koeffizienten, den Zimmermann in seinem Werke „Der Eisenbahnoberbau“ allgemein „die Bettungsziffer“ nennt. Dieser Wert liegt zwischen den Grenzen 3,0 bis 8,0 kg/cm<sup>2</sup> und hängt von der Beschaffenheit oder genauer gesagt von dem elastischen Verhalten der Unterlage ab, auf der der Körper liegt.

Die Verteilung des Bodendruckes selbst erfolgt nach Ermittlung der wirksamen Länge  $l$  alsdann nach der Gleichung

$$p = \left[ \frac{15 \frac{x}{l} - 3 \left( \frac{x}{l} \right)^5}{7} \right] \cdot \frac{P}{l}. \quad (\text{Siehe Fig. 13}).$$

$$\text{Für } J = 1\,900\,000 \text{ cm}^4,$$

$$E = 140\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\psi = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

ergab sich im vorliegenden Falle

$$l = \sqrt[4]{\frac{24,35 \cdot 140\,000 \cdot 1\,900\,000}{3,5}} = 1165 \text{ cm} = 11,65 \text{ m}.$$

Da die Entfernung der Stützen viel kleiner ist, kann man hier tatsächlich von einer gleichmäßigen Verteilung der Bodenpressungen sprechen.

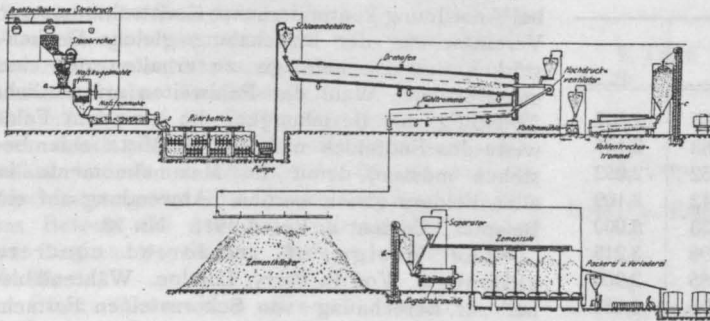
Die Fundamentplatte wurde dementsprechend als Träger auf vier Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung angesehen und dimensioniert.

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

## I. Der Baustoff.

## 1. Herstellung und Verarbeitung.

Die Portlandzementfabrik BÉlapátfalva. Von Ziviling. Carl Naske. Im Komitat Bors'od. Ungarn, ist eine Portlandzementfabrik gebaut worden, deren zweckmäßige bauliche Anordnung kurz und übersichtlich beschrieben wird. Die Fabrikation ist auf das Dickschlammverfahren gegründet. Die Leistungsfähigkeit soll zunächst rd. 300 000 Normalfaß betragen, und ohne Betriebsstörung durch Ergänzung der vorhandenen Anlagen auf das Doppelte gebracht werden können. Der erzeugte Zement hat folgende Zusammen-



setzung: Kieselsäure 21,27, Tonerde 6,20, Eisen-  
oxyd 1,87, Kalkerde 66,76, Bittererde 2,02 und  
Schwefelsäure 1,55 vH., er ist raumbeständig, die  
mittleren Festigkeiten von 429 Untersuchungen  
sind:  $Z = 30,00$ ,  $D = 380 \text{ kg/cm}^2$ , die Größtwerte  
 $Z = 42,8$ ,  $D = 566 \text{ kg/cm}^2$ . Vorstehende Abb.  
gibt ein anschauliches Bild des Fabrikationsvor-  
ganges. Mit Abb. Tonind.-Ztg. 1911. Nr. 66.

## 2. Prüfung und Untersuchung.

Recent investigations into the nature of Cement at the geophysikal laboratory, Carnegie Institution of Washington. Von E. S. Shepherd. Mitteilungen von neueren Forschungsergebnissen über die Konstitution des Zementklinkers. Graphische Darstellung der Beziehungen der 3 Hauptbestandteile  $\text{CaO}$ ,  $\text{SiO}_2$  und  $\text{Al}_2\text{O}_3$  zueinander. Als wahrscheinlichste Zusammensetzung des Zementklinkers wird die Mischung  $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ,  $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$  und  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$  angegeben. Engg. News 1911. 23. März.

The effect of clay on cement mortar. Am Lafayette College sind von L. T. B. Southwick und Geo. A. Wellmann zahlreiche Untersuchungen über den Einfluß von Tonerde auf Portland-

zementmörtel gemacht worden. Untersucht wurden Mörtelmischungen 1:1½, 1:3, 1:4½ und 1:6 mit Beimischungen von 0, 3, 5, 10 usw. bis 55% Tonerde. Die Proben wurden nach 2 Tagen in Wasser gelegt und verbliebend 5, 26, 56 und 84 Tage. Die Größe des Wasserzusatzes wurde nach einer besonderen Formel bemessen. Als Ergebnis wurde festgestellt, daß der Prozentgehalt an Tonerde, der die größte Festigkeit bewirkt, mit dem Verhältnis des Sandes zum Zement wächst, dert, daß die Mörtelarten 1:1½, 1:3, 1:4½ und 1:6 ihre größte Festigkeit bei einem Zusatz von etwa 0, 10, 15, 20% Tonerde erreichen. Festigkeitsabnahmen fanden nirgends statt außer bei den Probekörpern, die 45% und mehr Tonerde enthielten. Weitere Einzelheiten und Tabellen. Engg. Rec. 1911. 25. März.

Osmotische Versuche.  
Von Emil Schwarz (Noworossiisk).  
Zwei Zellen, eine aus Portland-  
zement, die andere aus einem  
Gemisch von Portlandzement  
und Traß, wurden nach Erhärten  
mit schwefelsaurem Natrium ge-  
füllt und nach Befestigung mit  
Manometern in destilliertes  
Wasser gesenkt. Mitteilung der

Beobachtungsergebnisse. Die Zementtraßzelle erwies sich weniger durchlässig als die Zementzelle. Tonindustrie-Ztg. 1911. Nr. 68.

Electrolytic corrosion of iron in concrete. Prof. Burgeß berichtet von seinen Versuchen in Madison über den Einfluß elektrischer Ströme auf Eisenbeton. Der Versuchsstrom hatte 8 Volt Spannung. Die Versuchskörper befanden sich in einem Gefäß, das einmal mit Süßwasser und bei einer zweiten Versuchsreihe mit 3prozentiger Salzlösung — etwa dem Seewasser entsprechend — gefüllt war. Der erste Versuch dauerte 180 Tage, dann wurden die Eiseneinlagen freigelegt und gewogen. Der Verlust betrug 1,05 bis 6,88%. Beim zweiten Versuch ergaben sich trotz nur 64 tägiger Dauer wesentlich größere Zerstörungen der Eiseneinlagen. Die Verluste betrugen 40 bis 80%. Die Endergebnisse sind in einer Tabelle zusammengestellt. Weitere Versuche sind im Gange. Schlußfolgerungen. Engg. Rec. 1911. 11. März.

### 3. Wirtschaftliches.

## II. Theorie.

Zur direkten Bestimmung der Armaturen im doppeltarmierten Rechteckquerschnitt. Von G. Lichtenstein. Breite des Querschnitts  $b$ , Entfernung der oberen Eiseneinlagen  $f_e'$ , vom oberen Rande  $c'$ , der unteren ( $f_e$ ), Einlage  $h$ . Es gelten die Formeln:

1.  $D = \alpha \cdot b \cdot h$ ,
2.  $D' = \frac{M - \gamma \cdot D \cdot h}{h - c'}$ ,
3.  $f_e = \frac{D + D'}{\sigma_e}$ ,
4.  $f_e' = \frac{D'}{\beta \left(1 - \delta \cdot \frac{c'}{h}\right)}$ .

$M$  ist das Biegemoment bei reiner Biegung; die Werte  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$  findet man in der folgenden Zahlentafel:

$\sigma_b$	$\sigma_e$	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$	$\delta$
30	750	5,625	450	0,875	2,667
35	"	7,210	525	0,863	2,427
40	"	8,280	600	0,852	2,252
45	"	10,665	675	0,842	2,109
50	"	12,500	750	0,833	2,000
30	1000	4,665	450	0,896	3,215
35	"	6,020	525	0,885	2,906
40	"	7,500	600	0,875	2,667
45	"	9,068	675	0,866	2,480
50	"	10,725	750	0,857	2,331
30	1200	4,095	450	0,909	3,663
35	"	5,338	525	0,898	3,278
40	"	6,666	600	0,889	3,000
45	"	8,123	675	0,880	2,770
50	"	9,625	750	0,872	2,597
32	950	5,376	480	0,888	2,976
36	"	6,523	540	0,879	2,759
40	"	7,742	600	0,871	2,584

Wirkt auf den Querschnitt eine Kraft  $P$  im Abstände  $r$  von den unteren Eisen, so gilt

5.  $M = P \cdot r$ ,
6.  $f_e = \frac{D + D' - P}{\sigma_e}$

Dazu die Gleichungen 1, 2, 4 wie oben. Zeitschr. Österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1911. Nr. 13.

Der rationelle Querschnitt des Plattenbalkens. Von Ing. Ed. Proksch, Wien. Berechnung des Wertes  $x$  der allgemeinen Dimensionierungsformel für Plattenbalken

$$h = x \sqrt{m}$$

( $h$  Steghöhe,  $m$  Biegemoment) unter Zugrundelegung der Einheitspreise für Beton ( $\beta$ ) und Eisen

( $\eta$ ) für 1 cm<sup>3</sup>, ferner für Schalung ( $\zeta$ ) und Putz ( $\pi$ ) für 1 cm<sup>2</sup>

$$x = \frac{1}{\sqrt{\frac{\sigma_e}{\eta} [b \cdot \beta + 2(\zeta + \pi)]}}.$$

Bei Anwendung auf die verschiedenen ortsüblichen Preise ergaben sich erheblich von einander abweichende Werte  $x$ . Durch einfache Umformung werden die Beziehungen

$$\frac{h}{f_e} = \frac{\eta}{b \cdot \beta + 2(\zeta + \pi)} = \frac{\eta}{q} \text{ und } \frac{m}{\sigma_e} = h \cdot f_e$$

erhalten, d. h. man dividiert das Moment durch das zulässige  $\sigma_e$  und unterteilt das Resultat so, daß sich die beiden Faktoren wie  $\eta : q$  verhalten. Hieraus ohne weiteres  $h$  und  $f_e$ . Beton und Eisen 1911. Heft 9.

Beitrag zur Berechnung kontinuierlicher Balken. Von Dipl.-Ing. Kaufmann. Um bei Anordnung kontinuierlicher Konstruktionen zur Vereinfachung der Einschalung gleiche Deckenstärken und Eiseneinlage zu erhalten, ist eine entsprechende Wahl der Feldweiten erforderlich. Ableitung der Beziehungen, die zwischen Feldweite des Endfeldes und der der Mittelfelder bestehen müssen, damit die Maximalmomente in allen Feldern gleich werden. Anwendung auf ein Beispiel. Zement u. Beton 1911. Nr. 23.

The design of reinforced concrete chimneys. Von E. Parry, London. Während bisher zur Berechnung von Schornsteinen Formeln verwendet wurden, deren Bestandteile zum Teil von den gesuchten Werten abhängig waren, so daß also wiederholte Rechnungen bis zur richtigen Lösung erforderlich wurden, leitet der Verfasser neue Formeln ab, die eine unmittelbare Berechnung der gesuchten Größen ermöglichen, wie an einem Beispiel gezeigt wird. Vergleich der Rechnungsergebnisse mit denen aus zwei bisher gebräuchlichen Berechnungsverfahren. Engg. Rec. 1911. 8. April.

Unbelastete kreisförmige Überwölbungen. Von Dipl.-Ing. Otto Henkel. Berechnung des Zweigelenkbogens mit kreisförmiger Achse und konstantem Querschnitt durch Ableitung einfacher Ausdrücke für die zu bestimmenden Größen (Horizontalschub, Auflagerdruck, Maximalmoment, Normalkraft) bei Gewölben die ausschließlich ihr Eigengewicht — dieses gleichmäßig verteilt — zu tragen haben. Die Konstanten der verschiedenen Ausdrücke sind für die verschiedenen Dachneigungen in einer Anzahl Tabellen zusammengestellt, mit Hilfe deren dann die Unbekannten leicht gefunden werden, wie an einem Beispiel gezeigt wird. Schlußbetrachtungen. Zement u. Beton 1911. Nr. 24.

Statische Untersuchung eines Tonnengewölbes für den neuen Personenbahnhof

Basel. Berechnung der in Abständen von 4,25 m angeordneten Hauptbogenbinder von rund 24 m Spannweite und rund 16 m Höhe, mit zwei Kämpfergelenken unter Zugrundelegung der Schweizer Vorschriften. Mit Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 25.

Zur Statik der Stockwerkrahmen. Berechnung mehrfach übereinander stehender Rahmen; Entwicklung eines allgemeinen Verfahrens; Anwendung auf Eisenbetondecken in mehrstöckigen Gebäuden, deren Enden in den Mauern eingespannt sind. Aus der Berechnung des Beispiels werden lesenswerte praktische Folgerungen hergeleitet. Zeitschr. Österr. Ing. Arch. V. 1911. Nr. 7.

### III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Versuche mit Eisenbetonbalken des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Übersichtliche Zusammenstellung der wichtigsten Versuchsergebnisse, geordnet nach dem Einfluß des Alters, des Mischungsverhältnisses und des Abstandes der Eiseneinlagen von der unteren Balkenfläche auf die Größe des Gleitwiderstandes unter dem Einflusse der Veränderung vom Wasserzusatz, auf die Rißbildung der Balken, auf die Durchbiegung, auf die Druck- und Zugfestigkeit des Betons und auf den Dehnungskoeffizienten bei Zugbeanspruchung. Zement u. Beton 1911. Nr. 23.

Über Tetmajers Eisenbetonversuche. Gedrängte Zusammenstellung der Ergebnisse nach einem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Saliger, Wien. Dtsch. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 11.

Versuche über die Knickfestigkeit der Eisenbetonsäulen. Von Dr. von Thullie. Aus Versuchen von Mesnager berechnet Verfasser für die drei Fälle: Keine, teilweise, volle Einspannung den Wert des Knickkoeffizienten der Rankineformel, und zwar für die drei Fälle die Werte

$$\alpha = 0,0000185, \quad \alpha = 0,000033, \quad \alpha = 0,000075$$

in der Formel:

$$\sigma = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{\alpha \cdot l^2}{i^2} \right).$$

Die Euler-Formel wird durch die Versuche als unbrauchbar nachgewiesen. Zeitschr. Österr. Ing. Arch. V. 1911. Nr. 10. Annales ponts chauss. 1909. II. S. 106.

Brand des Neubaues Klostertorhof in Hamburg. An dem aus Eisenbeton errichteten großen Geschäfts- und Kontorhaus in Hamburg von 34,5 m Höhe ist am 30. Mai vor Aufsetzen des Daches die Schalung in Brand geraten und vollkommen verbrannt. Der Beton hat die Feuerprobe gut bestanden, selbst die erst drei Tage alte oberste Decke ist nicht eingestürzt. Mit 2 Abb. Zement u. Beton 1911. Nr. 24.

### IV. Amtliche Vorschriften über Eisenbetonbau.

Die neuen österreichischen Bestimmungen für die einheitliche Lieferung und Prüfung von Portlandzement. Von H. Burchartz, Groß-Lichterfelde. Kritische Besprechung der neuen Bestimmungen mit vergleichenden Hinweisen auf die neuen deutschen Normen. Wesentliche Unterschiede bestehen nur in der Herstellungsweise der Probekörper für die Festigkeitsversuche. Die verlangten Mindestfestigkeiten für den Normenmörtel (1 Gewtl. Zement + 3 Gewtl. Normensand) dürften interessieren:

Erhärtungs- dauer	Mindest- Zugfestigkeit   Druckfestigkeit in kg/cm <sup>2</sup>	
	Wasserlagerung	
7 Tage	12	120
28 "	20	200
28 Tage	Gemischte Lagerung	
	25	250

Beton u. Eisen 1910. Heft X.

### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Ajax, elektrischer Meisel. Zur Bearbeitung von Gesteinen usw. wird ein elektrischer Meisel der United States Express Co., Hamburg, Ferdinandstr. 64 warm empfohlen. Er soll sehr ruhig arbeiten. Mit Abb. Glasers Annalen 1911. Nr. 6.

Colonnes mixtes en fonte, fer et béton. Die Firma Glenfield & Kennedy in Kilmarnock verwendet Säulen aus einer gußeisernen Umhüllung (Kopf, Fuß und Schaft aus einem oder mehreren Stücken), die mit Beton gefüllt wird. An den Stoßstellen zwischen dem Schaft und Kopf und Fuß werden in den Beton Rundeisenstäbe eingelegt, die natürlich auch auf die ganze Höhe durchgehen können. Der Betonkern schützt vorzüglich gegen Rost. Mit Abb. Nach Engineering. Nouv. ann. constr. 1911. Nr. 4.

Les accès de la gare St. Lazare à Paris. U. a. Verwendung von Senkkästen und Pfählen aus Eisenbeton. Beschreibung von Einzelheiten. Mit Abb. Le Génie civil 1911. Nr. 2.

La destruction des maçonneries par le fer inclus. In einem ganz vorzüglichen, ausführlichen Aufsatz (90 Seiten) behandelt Obering. G. Denil die Zerstörung von Mauerwerk und

Quadern durch eingeschlossene oder damit verbundene Eisenteile. Er bespricht: die Zerstörung von Mauerwerk durch die Ausdehnung eiserner Tragwerke, und das Zersprengen von Mauerwerk und Quadern, in denen Eisenteile durch Verguß mit Blei, Schwefel oder Zement befestigt sind, durch den Frost, durch Rost oder durch unsachgemäße Behandlung der Löcher bei der Herstellung. 63 vorzügliche Abb. erläutern den Text. Die praktischen Folgerungen sind klar dargestellt und von großem Werte. Mit Abb. Ann. trav. publ. Belg. 1910. Nr. 6.

The failure of the San Luis Obispo Concrete Oil Tank. 2 Meinungsäußerungen über den Einsturz des Ölbehälters. Vgl. L. Juni 1911, V. 1, S. 242. Als Ursache wird in einem Falle ungenügende Bewehrung, im anderen der entstehende Auftrieb angesehen. Engg. News. 1911. 20. April.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Bemerkenswerte Kassettendeckenausbildung in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. A. Langwert, Hamburg-Harburg. Beim Neubau des Museums für Völkerkunde in Hamburg wurden die Kassettendecken in der Weise hergestellt, daß mit Hilfe einiger Formen eine Kassettenschale von teilweise nur 3 cm Stärke fertiggestampft und diese dann in die Decke eingelegt und umstapft wurde. Die Kassettenschale bildete dabei gleichzeitig eine sehr geeignete Schalung für die tragende Eisenbetondecke. Weitere Einzelheiten mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft X.

Das Vorlesungsgebäude in Hamburg. Von Architekten H. Distel und A. Grubitz, Hamburg. Einige allgemeine Angaben und Photogr. dieses hervorragenden Baues, dessen Innenarchitektur ein ausgezeichnetes Beispiel einer konsequent durchgebildeten Eisenbetonarchitektur darstellt. Mitteilungen über die konstruktive Ausbildung sollen folgen. Beton u. Eisen 1911. Heft X.

Der Umbau des Lazenhofes in Wien. Von Ing. Richard Hoffmann, Wien. Mitteilungen über Entwurf und Ausführung zweier moderner Eisenbetongebäude in Wien. Zur Schaffung großer säulenfreier Räume sind Rahmenkonstruktionen in umfangreichem Maße zur Anwendung gekommen. Diese wie die Decken- und Dachausbildung werden an Hand zahlreicher Abb. nebst den statischen Berechnungen eingehend beschrieben, und ebenso der Bau selbst. Beton u. Eisen 1911. Heft VIII u. IX.

Montagehalle der Fahrzeugfabrik Ansbach. Von Dipl.-Ing. G. Feder. Entwurf, Berechnung und Ausführung einer Eisenbetonhalle werden kurz beschrieben. Die Hauptbinder sind Zweigelenkbögen mit 20,5 m Spannweite u. 7,4 m l. Höhe. Mit Abb. Deutsche Bauztg. Mitt. 1911. Nr. 11.

A factory building of hollow concrete tile. Beschreibung eines 80' x 74' großen Faktorei-gebäudes aus Zementhohlsteinen an Hand von Schnitt- und Ansichtszeichnungen. Engg. Rec. 1911. 25. März.

Das städtische Elektrizitätswerk in Helsingfors (Finnl.) Von Ing. J. Castrén. Kurze Beschreibung zweier Eisenbetongebäude mit interessanten Rahmen-, Balken-, Bogen- und Deckenkonstruktionen verschiedener Art. Andeutung des Rechnungsganges. Zahlreiche Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft X.

Amerikanische Silobauten. Von Frank C. Perkins, Chicago. Auf amerikanischen Farmen wird bei Herstellung von Getreidespeichern neuerdings der Feuersicherheit, Wetterbeständigkeit und des Fortfalls jeglicher Unterhaltungskosten wegen vielfach Eisenbeton verwendet. Einige ausgeführte Beispiele und einige Ausführungsarten werden beschrieben. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft X.

A large concrete coal pocket. Ausführliche Darstellung und Beschreibung eines großen Kohlenbehälters aus Eisenbeton in Jersey City an Hand zahlreicher Abb. Engg. Rec. 1911. 18. März.

A reinforced concrete ash bunker. Beschreibung und bildliche Darstellung eines Aschesilos für eine größere Kraftanlage. Engg. Rec. 1911. 15. April.

Specification for a reinforced-concrete railway water tank. Wasserbehälter aus Eisenbeton für Lokomotivstationen mit 200 bis 400 cbm Inhalt werden nach Bauart, Material und Ausführung eingehend beschrieben. Mit 1 Abb. Engg. News 1911. 30. März.

A reinforced concrete stand-pipe, U. S. Naval Station, Key West, Fla. Die Bauart und Herstellung eines Wasserbehälters von 80' innerem Durchmesser und 40' Höhe werden an der Hand zweier Abb. beschrieben. Engg. News 1911. 20. April.

Château d'eau de Grand-Rapids. Hochbehälter von 2500 cbm Inhalt. Der eigentliche Behälter ist aus Eisen; er steht auf einem Unterbau und in einem Umbau von Eisenbeton. Höhe etwa 25 m, äußerer Durchmesser etwa 18 m. Abdeckung mit einer Eisenbetonkuppel. Mit Abb. Nouv. ann. constr. 1911. Nr. 1.

## 3. Ausführungen im Brückenbau.

Verschiebung von Eisenbetonbrücken. Plattenbalkenbrücke von 14 m l. Weite und 4 m l. Breite, für Straße, Gewicht 70 t, ist um 25 m verschoben worden. Vor jedem Widerlager wurde eine Pfahlreihe geschlagen, die die Gleitbahn trug, eine Eisenbahnschiene auf starkem Holm. Auf der Schiene glitt eine andere querliegende, auf die sich mit Hilfe hölzerner Zwischenlagen



die Eisenbetontafel stützte. Zugfähigkeit der Flaschenzüge 7 t. Die Verschiebung ist vollständig gelungen. Mit Abb. Zeitschr. Österr. Ing.-Arch.-V. 1911. Nr. 15.

Durchnässung von Brückenpfeilern. Vorschlag zur Abdeckung von Brückenpfeilern von Prof. van der Kloes. s. L. April 1911, V, 3. S. 146. — Zeitschr. Österr. Ing.-Arch.-V. 1911. Nr. 13.

Lead lining for waterproofing an aqueduct bridge. Nachträgliche Dichtung eines Aquädukts mittels Bleiplatten. Mit Abb. Engg. Rec. 1911. 25. März.

Concrete abutments for high way bridges. Die Illinois Highway Commission hat zur raschen Schätzung der erforderlichen Betonmassen und Kosten der Widerlager und Flügel von Balkenbrücken 2 Schaubilder entworfen. In beiden sind als Abszissen die Werte  $H^2(R+2W)$  bzw.  $H(R+2W)$  — je nachdem es sich um Beton oder Eisenbeton als Baustoff handelt — aufgetragen, wobei H die Gesamthöhe, R die Straßenbreite und W die Länge eines Flügels bedeuten, während die Ordinaten im ersten Schaubild die Beton- bzw. Eisenbetonmengen, im zweiten die Gesamtkosten darstellen. Berücksichtigt wurden Widerlagerhöhen bis 25' bei Verwendung von Beton, bis 30' bei Eisenbeton. Bei Darstellung der Gesamtkosten wurden 5 verschiedene Einheitspreise zu Grunde gelegt. Engg. Rec. 1911. 18. März.

Characteristics of long-span concrete bridges. Von Frank Barber. Vortrag vor der Canadian Cement and Concrete Association über die wesentlichsten Unterscheidungsmerkmale der einzelnen Brückenarten, über die verschiedene Wirkung des Eigengewichts, der Verkehrslast und der Temperatur je nach Art und Größe der Brücke, über das Material und Mischungsverhältnis. Einige Angaben über die größten eisernen, massiven und Eisenbetonbrücken der Welt. Engg. Rec. 1911. 8. April.

A concrete truss bridge. Unter Verwendung der Widerlager der alten Brückenkonstruktion ist bei Toronto, Canada eine Eisenbetonbalkenbrücke von 80' Spannweite errichtet worden, deren Einzelheiten ausführlich beschrieben worden. Die der Überführung eines 14' breiten Weges dienende Brücke besitzt zwei Hauptträger, die als Fachwerkbalken in der Form eines Bogen-sehnensträgers ausgebildet sind. Eingehende Begründung der gewählten Bauart. Zahlreiche Abb. des Entwurfs, der Ausführung und der fertigen Brücke. Engg. Rec. 1911. 15. April.

Le pont de Constantine sur le Rummel. Bogenbrücke von 70 m Spannweite, für eine Straße von 12 m Breite. 2 Bogen von je 4 m Breite nebeneinander, in 4 m Entfernung, tragen auf Pfeilern mit Spargewölben die Fahrbahn, die über dem mittleren Teile aus einem Eisenbeton-

tragwerk besteht. Scheitelstärke jedes Bogens 1,50 m. Kurze Beschreibung des Lehrgerüstes. Ann. ponts. chauss. 11. Nr. 1.

Viaduc de Lantosque. Bogenbrücke aus Mauerwerk, für eine elektrische Bahn, bestehend aus 3 Öffnungen von je 22 m Lichtweite. Pfeilerstärke 3,20 m. Höhe des Bauwerks 16,50 m, lichte Breite der Fahrbahn zwischen den eisernen Geländern 4,0 m. Die Zwickel zwischen den Hauptbögen füllen Spargewölbe aus. Die Lehrgerüste sind ohne Mittelstützen als Sprengwerk ausgebildet und weisen infolgedessen sehr starke Hölzer auf, 35/30, 30/30, 20/20; sie ruhen nicht auf gerammten Pfählen, sondern auf einer Art dreieckiger Böcke auf Sohlschwelen. Ausführliche Beschreibung mit Zeichnungen und Abb. Nouv. ann. constr. 1911. Nr. 3.

Reinforced-concrete viaduct between Dallas and Oale Cliff, Texas. Dieses in vieler Beziehung, besonders aber seiner Länge wegen bemerkenswerte Bauwerk aus Eisenbeton dient zur Überführung einer Straße von 56' Gesamtbreite über das lange aber seichte Tal des Trinity-Flusses und setzt sich zusammen aus einem 439' langen Teil mit 11 Öffnungen aus Balken auf Jochen, 25 Bogenbrücken mit je 79' 6" Abstand der Pfeilmitten, 3 mittleren Öffnungen für den Flußlauf zur Trockenzeit von 80', 103' und 80' Weite, von denen die mittlere des freizuhaltenden Profils wegen als Balken ausgebildet ist, weiteren 24 überwölbten Öffnungen mit gleichfalls je 79' 6" Abstand der Pfeiler, sowie einem 180' 10<sup>3</sup>/<sub>4</sub>" langen Balkenbrückenteil mit 4 Öffnungen. Die Gesamtlänge beträgt rd. 5100' oder etwa 1550 m. Die Gründung erfolgte fast durchgängig auf Eisenbetonpfählen. Die Balken sind nicht durchgehend konstruiert, sondern besitzen über jedem Joch Trennungsfugen. Die Gewölbe haben sämtlich gleiche Spannweite und Höhe. Die Fahrbahn wird außer über den Pfeilern an 8 Stellen durch schmale Querwände gestützt. Der mittlere Teil der Fahrbahn ist durch Anordnung von Ausdehnungsfugen beweglich gemacht. In allen 5 Öffnungen sind Gruppenpfeiler eingebaut. Die eigentliche Flußöffnung überspannt eine Balkenbrücke, bestehend aus einer einbetonierten eisernen Blechbalkenkonstruktion mit 4 Hauptträgern. Der Horizontalschub der anschließenden Gewölbe soll durch den Untergurt der Blechbalken aufgenommen werden. Weitere Einzelheiten über Versuchsbelastungen der Pfähle, über Bauart, Bewehrung, Material und zahlreiche Abb. Engg. News 1911. 30. März.

Eine eingehende Beschreibung mit Abb. befindet sich ferner im Engg. Rec. 1911. 1. April.

A highway bridge built of separately-molded members. In Californien ist nahe Oceanside eine 194' breite Straßenbrücke aus Eisenbeton über den San Luis Rey-Fluß errichtet

worden, deren charakteristische Merkmale darin bestehen, daß die Bogenrippen wie auch die auf ihnen ruhenden Fahrbahnstützen neben der Baustelle gestampft und dann durch Krane aufgestellt wurden. Die Brücke besitzt bei einer Gesamtlänge von 690' 6 Öffnungen von 103' bzw. 107' Spannweite und etwa 19' Höhe. Die Bogenrippen besitzen an den Kämpfern und im Scheitel Gelenke. Weitere bemerkenswerte Einzelheiten und Abb. der im Bau begriffenen und fertigen Brücke. Engg. Rec. 1911. 25. März.

**Bogenträger mit Zugbändern.** Von Ing. H. Ehrlich, Toppau. Eisenbetonbogenbrücke von 40 m Spannweite, bestehend aus 2 Hauptträgern mit Zugband und mittels armierter Hängestangen alle 2,5 m aufgehängter Fahrbahn. Diese besteht aus einer normalen Plattenbalkendecke zwischen den Querträgern, die zur Aufnahme der seitlich liegenden Fußwege beiderseits ausgekragt sind. Zur Versteifung der Bogenträger gegen seitliches Ausknicken sind an drei Stellen mittels der beiden Hängestangen und eines Verbindungsstegs der beiden Bogen feste Rahmenkonstruktionen geschaffen worden. Bemerkenswert ist die Bewehrung des Zugbandes durch aneinandergenietete Flacheisenstäbe, ebenso die Verankerung an beiden Enden, sowie die Ausbildung der Brückenaufleger. Einzelheiten. Zahlreiche Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft 9.

**Brücke zur Aufnahme eines zweigeschossigen Verbindungsbaues an den Erweiterungsbauten des St. Josef-Hospitals in Oberhausen, Rhld.** Von Ing. G. Meyer, Duisburg. Eisenbetonbrücke von 13 m Spannweite und 10,35 m Breite zur Verbindung zweier Gebäude über eine Straße hinweg und zur Aufnahme eines zweigeschossigen Überbaues, bestehend aus 3 freistehenden Haupttrahmen und Plattenbalkendecke. Einzelheiten. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft 9.

**Steinerne Brücke über die Valserine.** Lichte Weite 80,3 m, Pfeilhöhe 20 m; Scheitelstärke 1,5 m, Kämpferstärke 2,5 m. Größte Beanspruchung 80 km/qcm bei 12—1700 kg/qcm Festigkeit. Quadermauerwerk aus Jurakalk. Lehrgerüst auf 3 Holzgerüstpfeilern von 35 m Höhe; Überhöhung 16 cm im Scheitel. Ausrüstung mit Sandtöpfen. Zufuhr der Baustoffe durch eine Seilbahn, die von einem Ufer zum andern führte. Die Brücke ist für eine elektrische Lokalbahn bestimmt (Bellegard-Chézery). La Construction moderne. 1910. Nr. 26. — Zeitschr. Östr. Ing. Arch. V. 1911. Nr. 11:

**Designs for the new Quebec bridge, and the accepted design.** Einige Mitteilungen über den Wettbewerb mit Abbildung der eingezeichneten 5 Entwürfe einschl. des zur Ausführung bestimmten Entwurfs der St. Lawrence Bridge Co. of Montreal. Engg. News 1911. 20. April.

Ein Eisenbetonentwurf vom Wettbewerbs um die Kaiserbrücke in Bremen. Kurze Beschreibung des Entwurfs mit dem Kennwort „Stein“. Mit Abb. Dtsche. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 11. — s. L. Juni 1911. V. 3. S. 244.

#### 4. Ausführungen im Wasserbau.

**Kranfahrbahn aus Eisenbeton für die Hafen- und Lagerhaus-Aktiengesellschaft Aken a. E.** Von Rob. Richter in Dessau. Die Konstruktion besteht aus zwei miteinander verankerten Pfahlreihen, von denen die wasserseitige aus Doppelpfählen in 4 m Abstand, die andere landseitige aus einfachen Pfählen in je 2 m Entfernung besteht. Zur Aufnahme der Kranschienen sind die Pfahlreihen durch kräftige Holme verbunden. Weitere Angaben über die Herstellung und das Rammen der Pfähle. Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft X.

**Durchbrochene Bauformen für Seebauwerke.** Von Dipl.-Ing. Carl Wesemann. Einige Vorschläge zur Verwendung des Eisenbetons als Ersatz für Strandbuhnen aus Holzpfählen bzw. Parallelwerke aus Steinwällen mit Abb. Dtsche. Bztg. Mitt. 1911. Nr. 12.

**The extension of the Sweetwater dam.** Von James D. Schuyler. Um eine Überflutung der Staumauer und den damit verbundenen Verlust an Stauwasser möglichst zu vermeiden, hat eine Erhöhung und Verstärkung des Sweetwater-Dammes nahe San Diego, Cal. stattgefunden, dessen Einzelheiten eingehend beschrieben werden. Die Verstärkung erfolgte durch Beton mit Eiseneinlagen. Der Damm wies bisher sehr schlanke Abmessungen auf, so daß seine Standfestigkeit nur auf der Wirkung als liegendes Gewölbe beruhte. Hiervon ist abgegangen und die Verstärkung so groß bemessen worden, daß der Damm an sich standsicher ist. Eigenartig ist die Anordnung und Ausbildung des Überfalles, der nicht auf der Mauer selbst, sondern seitlich, etwa senkrecht zur Mauer, angeordnet wurde. Die Verteilung des Betons erfolgte von einem Turm aus mittels dreier beweglicher Schüttrohre. Weitere Einzelheiten über Form, Bewehrung u. a. und zahlreiche Abb. Engg. News 1911. 30. März.

#### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

**Concrete pavements in Chattanooga.** Von Howard Egleston. Erfahrungen und Ratschläge über eine zweckmäßige und dauerhafte Herstellung von Straßenbefestigungen aus Zementbeton. Engg. Rec. 1911. 11. März.

**A special design of retaining wall for the C. M. & St. P. Ry.** Von J. H. Prior. In Elgin, Ill., ist eine lange Stützmauer zur Stützung des Eisenbahnkörpers errichtet worden, deren Querschnittsermittlung interessant ist. Da die Mauer

vorhandener Gebäude wegen keinen Fundamentvorsprung erhalten konnte, wurden fünf verschiedene Querschnitte entworfen und verglichen. Ausschlaggebend war der zulässige Bodendruck, der von 4 der Entwürfe wesentlich überschritten wurde. Es mußte daher der 5. und zugleich teuerste gewählt werden, der in einer durchgehenden Fundamentplatte mit einer senkrechten Rückwand und Querwänden bestand, die unter den Gleisen durch eine Platte abgedeckt waren. Kostenvergleich und Querschnittszeichnungen mit dem eingetragenen Kräfteverlauf sind beigelegt. Engg. News 1911. 20. April.

Schachtausbau mittels Eisenbetons. Von W. Starck, Saarbrücken. Die Herstellung einer wasserdichten Auskleidung eines etwa 60 m

tiefen Schachtes mittels Eisenbeton bei Wasserandrang wird eingehend beschrieben. Infolge erschwerter Zugängigkeit und ungenügender Beleuchtung ergaben sich nach Fertigstellung undichte Stellen, zu deren Dichtung verschiedene Maßnahmen mit wechselndem Erfolg getroffen wurden. Mit Abb. Beton u. Eisen 1911. Heft X.

The construction of the Kensico bypass aqueduct. Wasserleitungsrohre aus betonierten und bewehrten Profilen mit 5' 6" innerem Durchmesser, zur Wasserversorgung New Yorks gehörig, werden eingehend beschrieben, ebenso der Arbeitsvorgang, die Einrichtungen zur möglichst wirtschaftlichen Herstellung der Rohre sowie die Baustellenanordnung. Mit zahlreichen Abb. Engg. Rec. 1911. 1. April.

## SELBSTANZEIGEN.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung).

### Akustisch einwandfreie Decken und Wände.

(Spanndraht-Korkdecken, System Mittelmann.)

Von Dr. Ing. Nitzsche, Cöln-Klettenberg.

Die Frage der Schalldämpfung gegen äußere und innere Geräusche und Erschütterungen ist von außerordentlicher Bedeutung zunächst für Unterrichtsgebäude, für Kranken-, Heil- und Pflegeanstalten, besonders aktuell

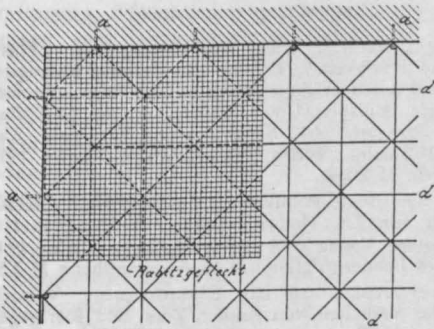


Fig. 1. Anordnung der Spanndrähte.

aber ist sie heute für den Wohnhausbau, namentlich in großen Städten, in denen der im hastenden, nervenmarternden Erwerbsleben Tüchtige eine sichere Zufluchtsstätte vor dem Lärm frequenter Straßen mit Wagen-, Straßenbahn-, Hoch- und Untergrundbahnverkehr und vor den vielerlei Geräuschen im Innern der Häuser zu beanspruchen hat.

Greiß stellt in einer Arbeit in „Beton und Eisen“ nach sorgfältigem Studium der physikalischen Verhältnisse und der vorliegenden praktischen Erfahrungen fünf Hauptmittel als geeignet zur erfolgreichen Bekämpfung der Schalldurchlässigkeit von Decken fest, die sinngemäß auch für Wände gelten; es sind: 1. Absonderung des Fußbodens von der Balkenlage oder Tragkonstruktion; 2. Absonderung der Decke im engeren Sinne vom Gebälk; 3. Vergrößerung der Deckenstärke; 4. Zusammensetzung

der Decke aus mehreren ungleichartigen Lagen; 5. Wahl eines geeigneten Fußbodenbelags.

Als der Schalldämpfung besonders förderlich wird das zweite Mittel bezeichnet und betonend hinzugefügt, daß die Absonderung eine völlige sein muß, daß also Trag- und Unterdecke in keinerlei Verbindung stehen dürfen und daß ferner der Zwischenraum zwischen ihnen nicht zu gering bemessen werden darf, da sonst die Unterdecke als Resonanzboden der oberen dient.

Der Zweck meiner Zeilen ist, anschließend an obige Ausführungen, die Fachleute auf eine neue Konstruktion, die Spanndraht-Korkdecke, System Mittelmann (D. R. G. M., D. R. P. a) aufmerksam zu machen, die in hervorragender Weise geeignet ist, den wunden Punkt der Schallbelästigungen zu heilen und zwar mit gleichem Er-

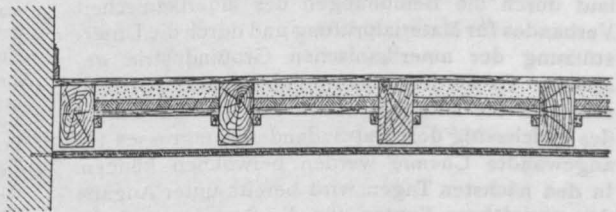


Fig. 2. Sp.-K.-Decke unter Holzbalkendecke.

folg bei Neubauten wie bei nachträglicher Anbringung. Uebrigens besitzt die Decke noch in anderen Beziehungen vorteilhafte Eigenschaften.

Die sehr einfache Ausbildung der Konstruktion als Decke wie als Wand lassen die beigelegten Abbildungen erkennen. Das eigentliche Tragwerk wird durch ein weitausgezeichnetes Stahldrahtnetz gebildet, das an den Umfassungswänden durch Rollenhalter befestigt und straff angespannt wird. Die Entfernung der Rollen, über welche der Draht verläuft, wie auch dessen Stärke können so gewählt werden, daß die spätere Decke eine unter Umständen zu fordernde gewisse Tragfähigkeit erhält, z. B. um bei besonders weitgehenden Anforderungen noch eine Lage eines Isoliermaterials (Korkmehl, Bimssand, Torfmuß usw.) aufnehmen zu können. Als Mörtelträger dient ein Draht- oder Rohrgeflecht; der Mörtel selbst, der so-

wohl bei Decken wie bei Wänden ohne Anwendung von Schalungen aufgebracht wird, umgibt in Stärke von wenigen Zentimetern das Spanndrahtnetz und das Gewebe und besteht aus einem Gemenge von Korkschröt, Gips und Leim, einer Zusammensetzung also, der an sich schon vorzüglich schalldämpfende Eigenschaften zuzusprechen

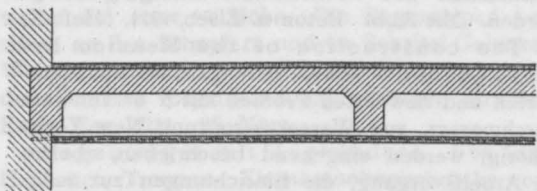


Fig. 3. Sp.-K.-Decke unter Eisenbetondecke.

sind. Die Höhenlage einer solchen Decke ist naturgemäß beliebig und richtet sich nach den jeweils zu erfüllenden besonderen Zwecken.

In wirtschaftlicher Beziehung stellt sich die Sp.-K.-Konstruktion infolge ihrer Einfachheit recht günstig, insbesondere beim Einbau in Neubauten, wo sie als Decke eine Entlastung der eigentlichen Tragdecken vermittelt und als Zwischenwand sich fast frei trägt.

Wie zu erwarten gewesen ist, haben die bisherigen zahlreichen Ausführungen die vorzügliche Eignung der Konstruktion zu Zwecken der Schallsolierung zur Evidenz erwiesen (z. B. hierorts im Krankenhaus Lindenburg). In Sonderheit scheint die Sp. K. Decke berufen zu sein, der letzterzeit in Wohngebäuden wegen zu großer Hellhörigkeit unbeliebt gewordenen guten und billigen Eisenbetondecke wieder Zutritt zu schaffen.

Ich möchte an dieser Stelle darauf hinweisen, daß in Baukreisen vielfach die Schalleitungsfähigkeit der Wände falsch eingeschätzt wird; wie oft hört man: „Ich habe so vorzügliche schallsichere Decken eingebaut und dennoch laufen Klagen über Geräuschbelästigungen ein.“ Der Betreffende übersieht, daß die Wände (von gerade noch baupolizeilich genügender Stärke) die Schuldigen sind. Auch diesen Punkt behandelt Greiß in seiner Arbeit eingehend und auch hier ist die Sp.-K.-Wand vorzüglich geeignet, allen Anforderungen zu genügen und sichere Abhilfe zu ermöglichen.

Als sonstige Vorteile der Sp.-K.-Konstruktionen mögen nur kurz erwähnt werden: geringes Gewicht, unbedingte Rissfreiheit (auch bei einseitigem Setzen der Bauten), Schwammicherheit bei hölzernen Tragdecken (da Luftzirkulation stattfindet), eigene Feuersicherheit und Schutz vor Herabfallen der Balken der Tragdecke — und andere mehr.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Internationaler Verband für die Materialprüfungen der Technik.

Der VI. Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik wird anfangs September 1912 in New-York und in Washington abgehalten werden. Der wissenschaftliche Erfolg des Kongresses ist durch die Zahl der zugesagten Berichte, sein glänzender Verlauf durch die Bemühungen des amerikanischen Verbandes für Materialprüfung und durch die Unterstützung der amerikanischen Großindustrie gesichert. Es werden solche Anordnungen getroffen sein, daß die Mitglieder auch den Verhandlungen des gleichzeitig dort stattfindenden Kongresses für angewandte Chemie werden beiwohnen können. In den nächsten Tagen wird bereits unter Angabe der ungefähren Kosten für die Seereise und für einen 14 tägigen Aufenthalt eine Umfrage unter den Mitgliedern des Verbandes bezüglich der allenfalls möglichen Teilnahme erfolgen, um dem Organisationskomitee einigermaßen einen Anhaltspunkt über die Beteiligung seitens Europas geben zu können.

#### Auszeichnung.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule in Berlin haben auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Bauingenieurwesen dem Kommerzienrat Eugen Dyckerhoff in Amöneburg bei Biebrich a. Rh. in Anerkennung

seiner hervorragenden Verdienste um die wissenschaftliche und praktische Förderung des Beton- und Eisenbetonbaues die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

## NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dr.-Ing. C. Bach, k. Württ. Baudirektor, Prof. „Elastizität und Festigkeit.“ Die für die Technik wichtigsten Sätze und deren erfahrungsmäßige Grundlage. Sechste, vermehrte Auflage. Unter Mitwirkung von Prof. Baumann, Stuttgart. 642 Seiten, in den Text gedr. Abb. und 20 Tafeln. Verlag Julius Springer, Berlin 1911. Preis geb. M 20,—.

„Annalen für soziale Politik und Gesetzgebung.“ Herausgegeben von Dr. Heinrich Braun. I. Band 1. Heft 136 Seiten. Verlag von Julius Springer Berlin 1911. Preis des Bandes (6 Hefte) M 18,—. Einzelhefte M 3,50.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Versuche über das Verhalten von Kupfer, Zink und Blei gegenüber Zement, Beton und den damit in Berührung stehenden Flüssigkeiten. Ausgeführt im Kgl. Materialprüfungsamt Gr. Lichterfelde-West 1908—1910. Bericht von Prof. E. Hein. 59 Seiten, 33 Abb. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1911. Preis geb. M 3,20.

Prof. H. Germer. „Einfluß höherer Temperaturen auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton.“ 2 Bände; Text 51 Seiten, 40 Tafeln. Verlag Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H., Berlin 1911. Preis geb. zusammen M 6,—.

Prof. H. Germer. „Einfluß niederer Temperaturen (Frost auf die Festigkeit von Mörtel, Mauerwerk und Beton.“ 2 Bände; Text 70 Seiten, 45 Tafeln. Verlag Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H. Berlin 1911. Preis geb. M 6,—.

*Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.*